



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

KUSTAA RAITAMÄKI

KATU- JA PIHARAKENTEIDEN PAINUMIEN OTTAMINEN HUO-  
MIOON ALUE- JA RAKENNUSSUUNNITTELUSSA

Diplomityö

Tarkastaja: professori Tim  
Länsivaara  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
Rakennustekniikan tiedekuntaneu-  
voston kokouksessa 4. Kesäkuuta  
2014

## TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

**RAITAMÄKI, KUSTAA:** Katu- ja piharakenteiden painumien ottaminen huomioon alue- ja rakennussuunnittelussa

Diplomityö, 112 sivua, liite-CD

Syyskuu 2014

Pääaine: Pohjarakennus

Tarkastaja: professori Tim Länsivaara

Avainsanat: Painuminen, painumaerot, liittymäproblematiikka, Geocalc, ALPO, KUPO, näytteenotto, pohjatutkimukset, pohjanvahvistus

Rakentaminen on ajautumassa yhä pehmeämmille ja heikosti kantavammille maapohjille suurten kuntien ympäristössä. Kaavoitus- ja aluesuunnittelu määrittelevät rakennettavat alueet kokonaisuuksina huomioiden maapohjan, ympäristön ym. muut seikat. Kaavoituksen ja aluesuunnittelun tueksi on Suomen geoteknillinen yhdistys laatinut jo 80-luvulla ohjeistuksia. Pohjatutkimusten teettäminen jo aikaisessa vaiheessa hanketta on suositeltua. Pohjatutkimusten määrittäminen on suoritettava geosuunnittelijan toimesta.

Turun kaupungin alueella on rakennettu kauan pehmeiköille, onnistuneesti ja vähemmän onnistuneesti. Painumaerojen hallinta on ontunut ja paalutettujen rakennusten pihat ja viemärit ovat kärsineet vääristä ratkaisusta. Kunnossapito- ja korjauskustannukset ovat nousseet. Suunnittelua ja toteutusta ei ole tehty huomioiden rakenteiden rajakohtiin syntyviä painumaeroja.

Nykyisillä painumalaskentaohjelmilla painumien arvioiminen on suhteellisen tehokasta, mutta laskennat vaatisivat aina maaperänäytteitä. Näytteidenottoa tulisi suorittaa aina kunnallistekniikan tutkimusten yhteydessä. Kaavoituksessa olisi tuotava esille painumien ja painumaerojen huomioiminen. Painumalaskelmia tulisi aina vaatia esitettäväksi pehmeikköalueille rakennettaessa. Näytteenoton ja näytteiden käsittelyn on tapahtuttava määräyksiä noudattaen lihavien savien häiriintymisherkkyiden vuoksi.

Kohteen suunnitteluvaiheessa pohjarakenteille tulisi antaa enemmän painoarvoa ja suunnittelussa tulisi aina olla mukana pohjarakennesuunnittelija. Esteettömyyden säilyttäminen, tasauksen toimivuus, putkirikkojen välttäminen ja kunnossapitokustannusten nousu voitaisiin välttää suunnittelemalla rakenteet oikein. Tällöin asukkaat ja käyttäjät eivät joutuisi maksamaan jo suunnittelun alkumetreillä valittuja virheellisiä toteutustapoja ja rakenteita.

## ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

**RAITAMÄKI, KUSTAA:** Taking the settlements of streets and yard structures into consideration in regional and construction planning

Master of Science Thesis, 112 pages, Appendix CD-rom

September 2014

Major: Civil Engineering

Examiner: Professor Tim Lämsivaara

Keywords: Settlement, settlement differences, junction problematics, Geocalc, ALPO, KUPO, sampling, soil survey, soil reinforcement.

Construction, in areas surrounding large communities, has shifted towards softer and weakly supporting terrain. Zoning and area planning determine areas for construction as entities considering the soil, surroundings and other issues. The Finnish Geotechnical Society has drawn up guidelines, already in the 1980s, to support zoning and area planning. Completing a soil survey at an early stage of the project is recommended. Determining the soil survey must be overtaken by a geotechnical planner.

Construction on soft ground has been, more or less successfully, done in the Turku area for a long time. Controlling differences in settlement has been lacking and the yards and drains of buildings have suffered from poor solutions. Maintenance and repair costs have risen. Planning and execution have not been completed by taking into consideration the settlement differences between structural junctions.

Current settlement calculation programs make assessing settlements relatively efficient but the calculations always require soil samples. Sampling should always be carried out alongside public engineering surveys. Planning should require consideration for settlement and settlement differences. Settlement calculation should always be required when building on soft ground. Sampling and handling of samples must follow guidelines due to the disturbance sensitivity of fat clay.

In the planning stage of the project, ground works should be given more attention and a geotechnical engineer should always be involved in the planning. Maintaining accessibility, functionality of adjustment, avoidance of plumbing breakage and the rise of maintenance costs could be avoided with correct structural planning. Thus residents and users would not be forced to pay for the faulty structures and execution chosen early in the planning process.

## **Alkusanat**

Tämä diplomityö on laadittu SM Maanpää Oy:n toimeksiannosta. Työn ohjaajana ovat toimineet DI Sauli Maanpää ja DI Maritta Maanpää SM Maanpää Oy:stä sekä professori Tim Länsivaara TTY:ltä. Lisäksi laboratoriokokeiden suoritusta ja tulostusta valvoi DI Nuutti Vuorimies TTY:n maa- ja pohjarakenteiden laboratoriosta.

Haluan esittää kiitokseni niin Tim Länsivaaralle kuin Nuutti Vuorimiehelle panoksestaan tähän diplomityöhön.

Sauli ja Maritta Maanpäää haluan kiittää nöyrimmin saamastani mahdollisuudesta opiskeluun ja tämän työn laatimiseen työni ohella.

Lopuksi haluan osoittaa suurimman kiitokseni perheelleni, joka on jaksanut tukea minua opinnoissani ja elämässäni.



# SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ .....	II
ABSTRACT.....	III
TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT .....	VI
1 JOHDANTO .....	9
1.1 Tutkimuksen tausta .....	11
1.2 Tutkimusmenetelmät ja tutkimuksen suoritus .....	16
1.3 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset .....	16
2 POHJATUTKIMUKSET .....	20
2.1 Tutkimusten ohjelmointi .....	24
2.1.1 Aluetutkimukset .....	25
2.1.2 Kunnallistekniikan tutkimukset .....	25
2.2 Kairaukset ja näytteenotto .....	26
2.3 Laboratoriotutkimukset .....	30
2.3.1 Ödometrikoe .....	31
2.3.2 Muut tutkimukset .....	34
2.4 Ohjelmoidut pohjatutkimukset .....	38
2.4.1 Toijaisten kaava-alue .....	38
2.4.2 Skanssin kaava-alue .....	40
3 PAINUMALASKENTA .....	42
3.1 Yleistä .....	53
3.2 Painumalaskennan teoria .....	55
3.2.1 Vesipitoisuusmenetelmä .....	60
3.2.2 Tangenttimoduulimenetelmä .....	63
3.2.3 Ruotsalainen painumanlaskentamenetelmä .....	65
4 POHJATUTKIMUSTULOKSET .....	68
4.1 Maaperä ja pohjaolosuhteet Toijaisten kaava-alueella .....	69
4.2 Maaperä ja pohjaolosuhteet Skanssin kaava-alueella .....	74
4.2.1 Skanssin maanäytteiden laboratoriokokeet .....	77
5 LASKELMAT .....	83
5.1 Kuormitukset .....	83
5.2 Toijaisten kaava-alue .....	86
5.3 Skanssin kaava-alue .....	89
6 TULOKSET .....	93
6.1 Painumaongelma .....	93
6.2 Pohjanvahvistusmenetelmät .....	94
6.3 Toijaisten kaava-alue .....	99
6.4 Skanssin kaava-alue .....	102
6.4.1 Katurakentaminen .....	103
6.4.2 Talorakentaminen .....	104
7 YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET .....	107
LÄHTEET .....	109

## TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

$C_c$	kokoonpuristuvuusindeksi
$C_{\alpha\epsilon}$	sekundääripainuman aikakerroin
$c$	koheesio
$c_v$	konsolidaatiokerroin
$F$	routanousu
$H$	painuvan kerroksen paksuus
$H_u$	Humuspitoisuus
$k$	vedenläpäisevyyskerroin
$l$	pituus
$M$	kokoonpuristuvuusmoduuli
$m$	moduuliluku
$NC$	Normaalikonsolidoitunut
$OCR$	ylikonsolidoitumisaste
$POP$	ylikonsolidaatio
$p$	kuormitus pinta-alayksikköä kohden
$q$	pystysuora kuormitus
$su$	suljettu leikkauslujuus
$S$	painuma
$s_i$	alkupainuma
$s_p$	konsolidaatiopainuma
$\sigma$	leikkausjännitysten aiheuttama painuma
$s_s$	sekundääripainuma
$t$	aika
$T_v$	aikakerroin
$u$	huokosvedenpaine
$U$	konsolidaatioaste
$w$	vesipitoisuus
$w_L$	juoksuraja
$z$	syvyys
$\beta_1$	normaalisti konsolidoituneen maakerroksen jännityseksponentti
$\beta_2$	ylikonsolidoituneen maakerroksen jännityseksponentti

$\gamma$	tilavuuspaino
$\gamma_w$	veden tilavuuspaino
$\delta$	kokoonpuristuma
$\varepsilon$	suhteellinen muodonmuutos
$\phi$	kitkakulma
$\rho$	kiintotiheys
$\sigma$	kokonaispystyjännitys
$\sigma'$	tehokas pystyjännitys
$\sigma_c'$	konsolidaatiojännitys
$\sigma_{vo}$	vallitseva pystysuora jännitys
$\sigma_v$	vertailujännitys



# 1 JOHDANTO

Turun seudun maaperä on osaksi mannermaata ja osaksi Lounais-Suomen sisäsaaristoa. Maan kohoaminen edellisen jääkauden jälkeen jatkuu ja kohoaminen on ollut noin 53cm/100 vuodessa Turun alueella (Kääriäinen 1962). Turun alueen kallioperä muodostaa laaksomaisia syvänteitä joiden korkeuseroja on tasoittanut paksujen savikerrosten muodostuminen laaksoihin ja syvänteisiin. Kallioperän korkeuserot ovat paikoin jopa 100 metriä. Kuitenkin savikoiden paksuudesta johtuen, maanpinnan korkeusvaihtelut ovat vain noin 20-40 metriä. Savikerrosten paksuudet ovat suurimmillaan olleet noin 60 metriä. Savikerrosten alla on usein ohuehko moreenikerrostuma tai suoraan peruskallio. Jyrkkäpiirteiset ja rikkonaiset kallionpinnat ovat tyypillisiä sisäsaariston kallioalueille. Skanssin harju on seutukaavan mukaan ainoa luonnontilainen osa Turun halki kulkevasta 95 km pitkästä Laitilan–Mynämäen harjujaksosta, joka jatkuu Paraisten kautta Kemi-öön (Skanssin ja Piispanristin osayleiskaavan perusselvitys, 2001, Suunnittelukeskus Oy). Skanssin alueella harju muodostaa alueelle niin sanotun rantakerrostuman ja harjun lieve painuu savikerroksen alle. Harjun paksuus savikon alla voi olla jopa 20–30 metriä.

Rakennuskanta Turussa on alkujaan lähtenyt kasvamaan Aurajoen reunoille ja kantavien rakennusmaiden täytyttyä on siirrytty perustamiseen pehmeämmille rakennuspohjille. Rakennukset perustettiin usein saven varaan painuviksi hirsiarinalle, kivilatomukselle tai puupaaluille ja niiden perustuksia onkin ajan saatossa vahvistettu painumien johdosta.

Sotien jälkeen syntyi laajoja rintamiestalo-alueita eri puolille Turkua. Savialueilla rakennukset perustettiin usein kellarillisena kantavalle laatalle, savupiippu keskelle, jolloin rakennuksen painuminen oli tasaista eikä haitannut asumista. Kunnallistekniikan rakentaminen, katujen asfaltointi, rakennuksen kylkeen tai lähelle istutetut lehtipuut ja laajennusosien rakentaminen ovat aiheuttaneet epätasaisia jännityksiä maapohjalle ja painumaa rakennuksille jolloin perustuksia on jouduttu vahvistamaan eri menetelmin.

Pohjatutkimuksia on Turun kaupunki tehnyt aktiivisesti noin 50-luvulta alkaen vuoteen 2010 asti. Aineisto muodostaa suhteellisen kattavan kuvan Turun maaperästä ja se on koottu samaan arkistoon. Perusongelmana vanhoissa tutkimuksissa on se, että ne on osin tehty määräsyyvyisinä aina 90-luvun alkuun asti. Eli kairaus on voitu lopettaa ennen savikerroksen alapinnan saavuttamista.

Kairaustietoja on käytetty aluesuunnittelun apuvälineenä esimerkiksi Orikedon alueella. Orikedon alue oli alun perin suunniteltu pientaloasumiseen, mutta paksujen savikoiden johdosta, alue osoitettiin teollisuuden käyttöön. 1970-luvun alussa alkaneen teollisuusrakentamisen ongelmaksi muodostui pohjamaan painumien huomiotta jättäminen. Rakennusten rungot paalutettiin määräysten mukaisesti, mutta teollisuushallien lattiat rakennettiin saven varaan painuviksi. Lattian painuessa ja rungon pysyessä paikallaan on syntynyt huomattavia painumaeroja rakennusten sisälle. Parhaimmillaan lattia voi olla yli puoli metriä alempana kuin runkorakenne, varsinkin jos korjaustoimenpiteillä on lisätty laatan kuormaa.

Nykypäivänä niin rakennusten runko- kuin lattiarakenteet perustetaan tukipaalutuksella kovaan pohjaan. Syynä ovat menetelmän varmuus ja kustannusten kohtuullisuus. Savikoille rakennettaessa ongelmakohtiksi muodostuvat tällöin paalutetun rakennuksen ja painuvan piha- ja katurakenteen rajakohta. Maassa kulkevat viemärit saattavat vaurioitua leikkausjännitysten johdosta ilman kunnollisia siirtymärakenteita. Lisäksi painuminen heikentää pihojen ja katujen toiminnallisuutta suhteessa rakennuksiin. Esimerkkinä voidaan vaikka mainita tasauksen toimimattomuus, jolloin hulevedet rasittavat rakennuksen salaojitusta.

Aluesuunnittelun pohjatutkimusohje on laadittu Suomen geoteknisen yhdistyksen toimesta vuonna 1986(ALPO-86). Ohjeen tavoitteena oli yhtenäistää aluesuunnitteluun liittyvää pohjatutkimuskäytäntöä ja sen lisäävän pohjatutkimusten hyväksikäyttöä aluesuunnittelun yhteydessä. Ohjeistuksella pyrittiin myös vaikuttamaan kaavojen taloudellisuuteen minimoimalla pohjarakentamiskustannuksia. Ohjeessa kuvataan pohjatutkimusten tavoitteet ja sisältö, tutkimusmenetelmät eri kaavoitusvaiheissa ja kuvataan tulosten huomioonottamista kaavoituksessa.

Aluesuunnittelun pohjatutkimusohjetta täydennettiin vuonna 1992 laatimalla erillinen Kunnallistekniikan pohjatutkimusohje(KUPO-92). Ohjeen laatimisen oletuksena oli, että alueelliset pohjatutkimukset kaavoitusta varten oli tehty ja uusi ohje koskisi kunnallistekniikan rakennusteknisten suunnitelmien laatimisvaihetta. Ohje on hieman yleispiirteinen ja siinä viitataan toisiin lähteisiin yksityiskohtaisempaa tietoa tarvittaessa. Esimerkiksi kairauksista ohjeistetaan käyttämään Suomen geoteknisen yhdistyksen kairausoppaita.

Kumpaakaan edellä mainittua teosta ei ole toistaiseksi päivitetty vastaamaan nykyisin voimassa olevia eurokoodeja. Standardissa SFS-EN 1997-2 Eurokoodi 7 on kuvattu vaatimukset eurokoodien mukaiseen pohjatutkimukseen ja laboratoriotutkimukseen. Standardi määrittelee uudelleen mm. maalajit, näytteenottoluokat ja kairajien pätevyyydet. Suurin muutos on maalajien muuntuminen suomalaisesta GEO-luokituksesta eurooppalaiseen ISO-luokitukseen, jossa ei ole määritystä Suomessa yleisille moreenimaalajeille. Lisäksi eurokoodi määrittelee kohteille geotekniset luokat, jotka vaikuttavat tulevien rakenteiden mitoittamiseen. Geoteknisen luokan määrittelee pohjarakennussuunnittelija pohjatutkimusten ja kohteen perusteella. Lisäksi eurokoodien mukaiseen mitoittamiseen vaikuttavat seuraamusluokat ja luotettavuusluokat.

Painumalaskentaohjelmien kehittyminen on luonut mahdollisuuden tarkastella laajempia kokonaisuuksia saman mallin sisällä. Laskennan nopeus on kasvanut ja yksittäisten painumapisteiden laskennan ja yleistysten sijaan, laskentaohjelmalla on mahdollista tarkastella nopeasti eri maaparametreilla olevia malleja. Luonnollisesti laskennan luotettavuus edellyttää edustavia maaparametreja. Painumamallien hyödyntäminen jo alkuvaiheessa suunnittelua on siis mahdollista, jolloin pystytään myös vertailemaan pohjavahvistusmenetelmiä, vahvistuksilla saavutettavia olosuhteita ja arvioimaan hankkeen pohjarakennuskustannuksia varmemmin.

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Turun sijainti suomen rikkonaisella rannikkoalueella on esitetty kuvassa 1. Turun alueella nykyisin kaavoitettavat asuinalueet sijoittuvat pääosin pehmeikköalueille. Syynä tähän ovat puute hyvästä rakennuspohjasta, maanomistussuhteet ja maatalouden vähen-

tyminen kaupunkialueella. Varsinkin Hirvensalon ja Kaksikerran saaret, jotka on esitetty kuvassa 2, ovat olleet kaavoituksen painopisteitä. Saarten maaperä on nuorta lihavaa savikkoa, joka on häiriintymis- ja painumaherkkää. Saarilla savikko usein rajoittuu suo-raan kallioperään. Rakennusalueiden pohjarakenteet ovat usein siis epäedullisia ja han-kalasti toteutettavia. Aluerakentamisratkaisut, kuten stabilointi tai kevennystäytöt ovat kalliita toteuttaa suurilla alueilla. Kustannusten siirto tonttien hintaan on usein mahdo-tonta. Tällöin alueiden toteuttaminen käy kannattamattomaksi.



Kuva 1. Turun sijainti Suomen lounaisrannikolla(www.google.fi/maps)

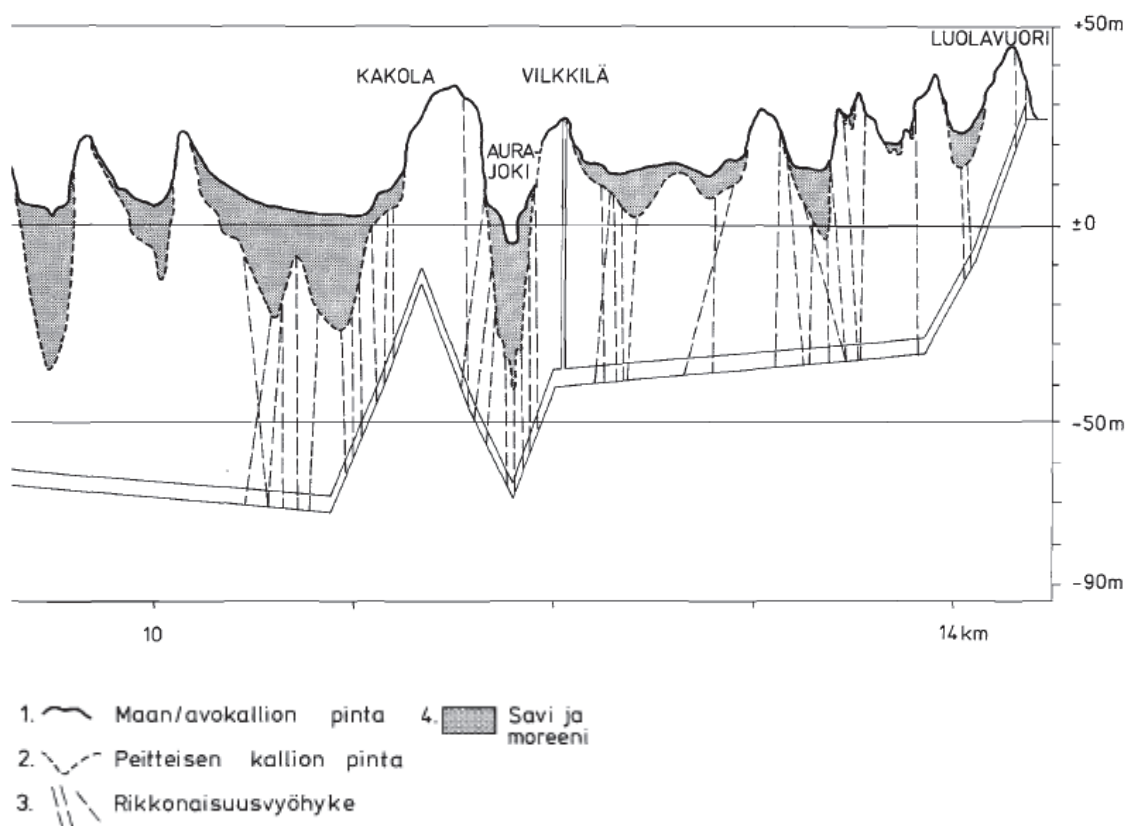


Kuva 2. Turun keskusta-alue(Turun seudun karttapalvelu, Turun kiinteistöliikelaitos)



Hyvän yleiskuvan Turun alueen savikerrostumista saa pystyleikkauksesta, joka on esitetty kuvassa 3. Naantalín Tupavuoresta Turun Luolavuoreen kulkeva kaukolämpötunnelinlinja leikkaa useita kallioperän rikkoutuneisuus- ja murroslinjasuuntia (Gardemeister & Koskiahde 1984). Yleensä savien paksuus on laaksoissa 20–40 m. Turun keskustassa tavataan ns. Aurajoen ruhjeessa Kauppatorin ja joen välisellä alueella jopa lähes 50 m paksuja savikerrostumia (kuva 38). Muita esimerkkejä Turun seudun savikerrostumien paksuuksista on sataman alue 20–40 m, Rauvolan alue 23–35 m, Koivulan alue 25–36 m, Kaarnikko 25–31 m, Kurala 20–40 m, Ravattula 28 m, Kärämäki 23–32 m, Orikedon alue 20–38 m ja Kohmon alue 30–40 m.

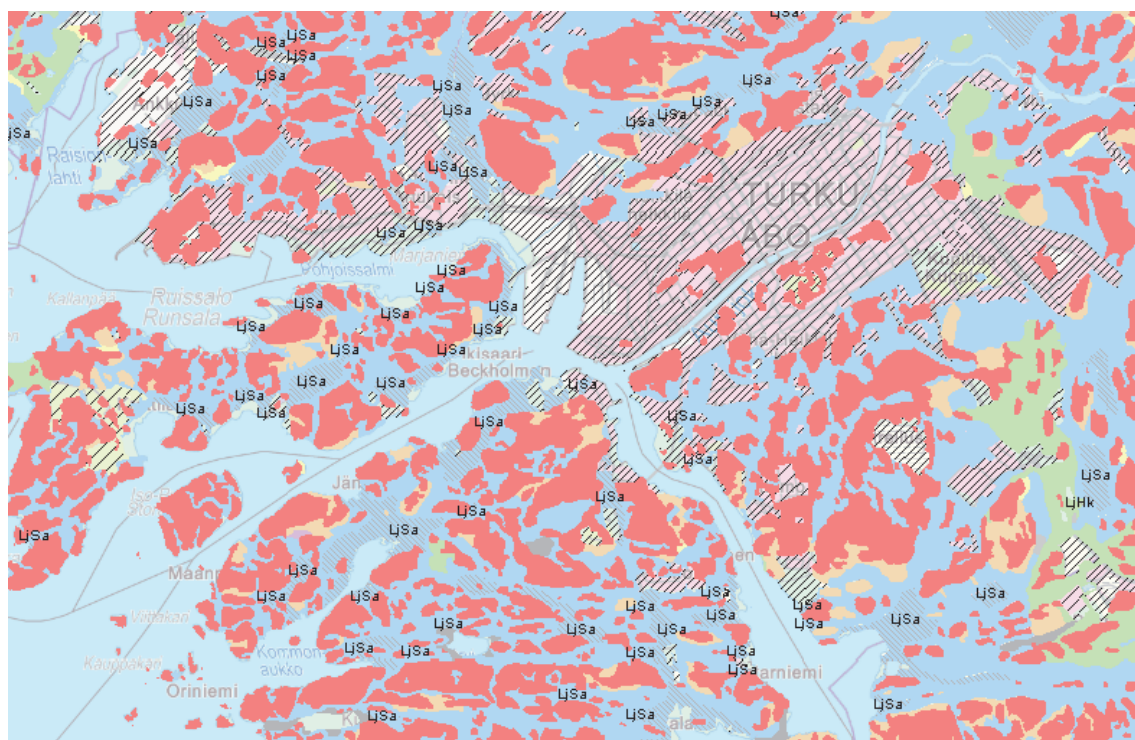
Savi on kerrostunut jääkauden sulamisvaiheiden mukaan. Tyypillisesti Turun savet ovat runsaasti orgaanista ainesta sisältävää Litorina/Postlitorina-savea pinnalla, niiden alla Ancyclus- ja Yoldia-kerrostumia ja pohjalla moreenin päällä on alle metrin kerros mannerjäätikön lähellä laskeutunutta kerrallista savea (Jouko Niemelä (toimittaja), Carl-Göran Sten, Matti Taka ja Boris Winterhalter, Turun-Salon seudun maaperä, 1987).



Kuva 3. Yleisleikkaus maaperästä Turun alueella. Sijainti esitetty kuvassa 4. (Jouko Niemelä (toimittaja), Carl-Göran Sten, Matti Taka ja Boris Winterhalter, Turun-Salon seudun maaperä, 1987).

Kaavoitettaville alueille laaditaan ensin kaavaluonnos ennen maaperäselvityksen aloittamista. Kaavaluonnoksessa ei maaperää useinkaan huomioida. Kaavaluonnoksen laatimisen jälkeen suoritetaan alustavat maaperätutkimukset, joiden pohjalta kaavaa täydennetään ja todetaan maaperän aiheuttamat rajoitukset ja haasteet. Alustavat maaperätutkimukset sisältävät usein jonkin verran kairauksia, häiriintyneitä näytteitä ja lujusmäärittelyä. Pehmeikköalueiden alustavaa painuma- ja vakavuuslaskentaa suoritetaan yleispiirteisesti ja tarkkojen laskelmien suorittaminen tehdään rakennussuunnitteluvaiheessa tarpeen vaatiessa.

Kuvassa 4 on esitetty GTK:n laatima maaperäkarttaote Turun alueen maaperästä. Kuvasta nähdään, että maaperä on joko savea tai moreeni/kallio-alueita. Hiekka ja silttialueita ei kartassa näy juurikaan Skanssin harju-alueita lukuun ottamatta. Raidoitettu alue kartassa on pääosin savipehmeikköä.



Kuva 4. Turun alueen maaperä(GTK, maaperäkartta 1:20 000)

Kaava-alueen rakennussuunnitteluvaiheessa katu- ja kunnallistekniikanrakenteiden vaatimat pohjatutkimukset sisältävät häiriintymättömiä maaperänäytteitä, joiden avulla tarkennetaan alustavia painuma-arvioita valittujen rakennetyyppien ja pohjanvahvistusmenetelmien mukaisesti. Rakennussuunnittelun lähtötietoina ei usein ole tarkempaa alueen



## 1.2 Tutkimusmenetelmät ja tutkimuksen suoritus

Alueille on suoritettu ja suoritetaan kairauksia ja näytteidenottoa sekä pohjaveden seurantaa laadittujen pohjatutkimusohjelmien mukaisesti. Maaperänäytteitä otetaan kaksivaiheisesti, häiriintyneitä ja häiriintymättömiä, joista tehdään laboratoriokokeita geoteknisten parametrien määrittämiseksi. Molempien kohteiden maastotutkimusten ohjelmat on esitetty kappaleessa 2.4.

Painumalaskennat suoritetaan Novapoint Oy:n kehittämällä Geocalc-laskentaohjelmalla. Ohjelmassa käytetään eri painumateorioiden mukaisia laskentamalleja. Alustavat painumat lasketaan maan vesipitoisuuteen perustuvalla menetelmällä ja tarkemmat mallit luodaan käyttäen tangenttimoduuli-menetelmää ja Ruotsalaista konsolidaatiopainuman laskentamenetelmää. Menetelmien teoriat on esitetty kappaleessa 3.

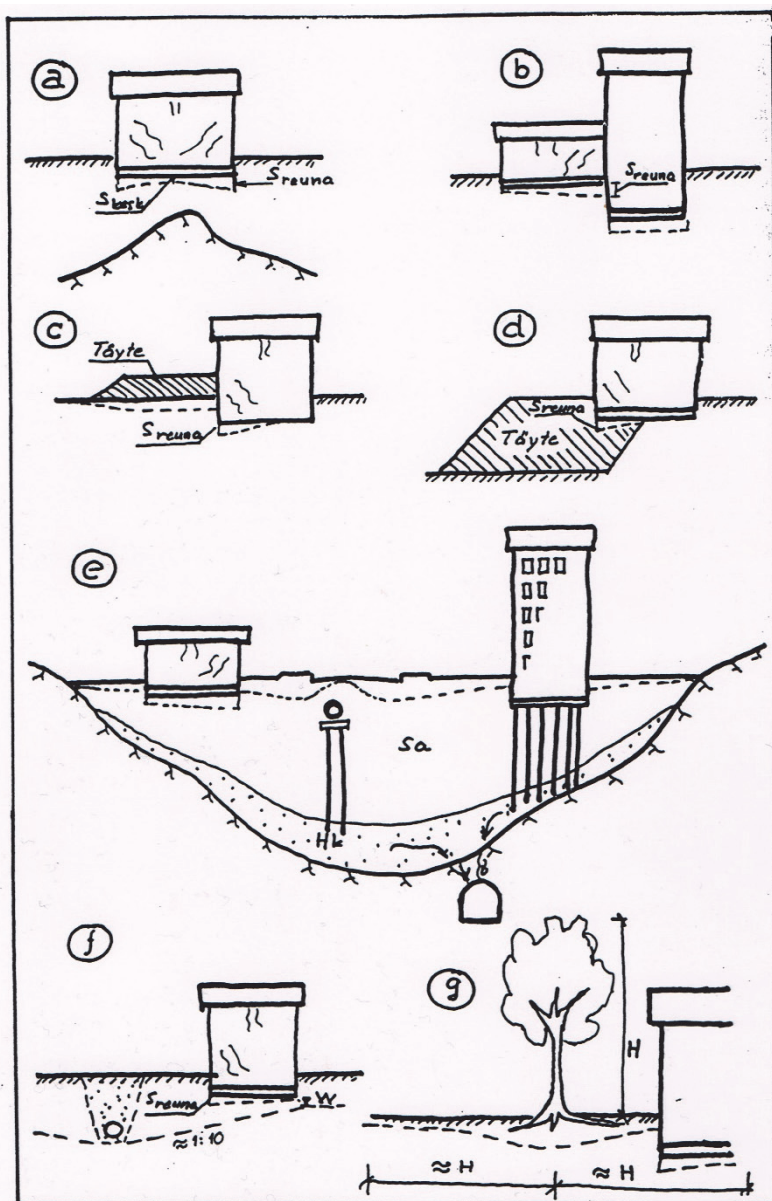
Maastotutkimukset suoritetaan Turun kaupungin ympäristö- ja kaavoitusviraston toimeksiannosta osana alueiden kaavoitus- ja rakennussuunnittelua. Kaavaluonnokset ja lopullisen asemakaavan laatii Turun kaupungin ympäristö- ja kaavoitusvirasto. Kunnallistekniikan suunnittelijana toimi Toijaisten alueella FCG Oy. Skanssin alueen kunnallistekniikan suunnittelijaa ei tämän diplomityön kirjoitusvaiheessa ollut vielä valittu. Painumalaskennat suoritetaan tilaajan vaatimusten mukaisesti alustavina kaavavaiheessa ja tarkennettuna kunnallistekniikan rakennussuunnitteluvaiheessa. Pohjatutkimusten toteuttajana ja kaava-alueiden geoteknisenä suunnittelijana on Turkulainen geotekniikan konsulttiyritys SM Maanpää Oy. Laboratoriokokeet suoritetaan Tampereen teknillisen yliopiston maa- ja pohjarakenteiden laboratoriossa.

## 1.3 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset

Diplomityön tavoitteena on selvittää pohjatutkimusten kohdentumista eri kaavoitusvaiheissa, jotta ennakoivilla ratkaisuilla voidaan välttyä painumien aiheuttamista rakentamiskustannusten nousuista/ennakoiden kustannukset ja valita oikeat ratkaisut kunnallistekniikan toteuttamiseksi varhaisessa vaiheessa suunnittelua. Lisäksi tarkastellaan ”liittymäproblematiikkaa”, joka syntyy tonttirakentajan liittyessä kunnallistekniikkaan pehmeikköalueilla.

Liittymäproblematiikan periaate sisältyy oheiseen kuvaan 6. Liittymäproblematiikka syntyy painumattoman ja painuvan rakenteen välille. Epätasainen painuma ja painumaero ovat liittymäproblematiikan seurausta. Perustukset tulisi suunnitella siten, etteivät painumaerot aiheuta rakenteisiin haitallisia jännityksiä tai muodonmuutoksia, jotka voivat rikkoa rakenteita tai lisätä rakenteisiin kohdistuvia kuormia. Rakenteen vaurioitumisen kannalta painumien absoluuttisilla arvoilla ei ole ratkaisevaa merkitystä, vaan tärkeämpiä ovat rakenteen eri osiin syntyvät painumaerot ja painumaerojen jyrkkyys eli suuruus (Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, julkaisu 86, 2002). Esimerkiksi paalutetun rakennuksen tai/ja katualueen vahvistussuunnittelussa ei ole otettu huomioon vahvistamattomien piha- ja aluerakenteiden painumia. Rakenteiden välille syntyy painumaeroa, jolloin rakenteet eivät toimi suunnitellulla tavalla. Tässä työssä ongelmia pyritään havainnollistamaan kuvin ja laskelmin.





Kuva 6. Epätasaisen painuman syitä ja seurauksia(Rantamäki, Jääskeläinen, Tammirinne, Geotekniikka, 1979)

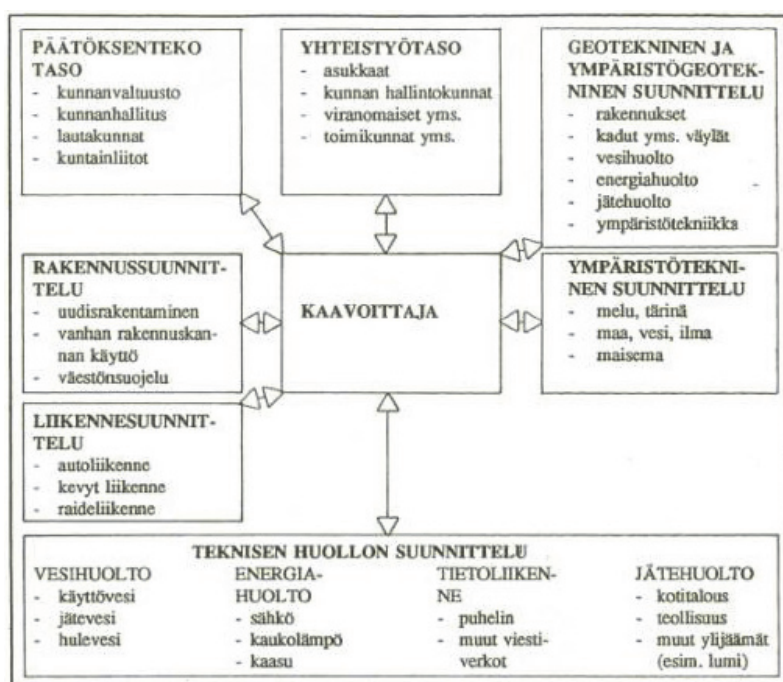
Diplomityön kirjoituksen alkaessa toinen esimerkkialueista(Toijainen) oli jo edennyt kaavoitusvaiheesta rakennussuunnitteluun. Kohteen suunnitelmiin ei tämän työn aikana enää pystytäkään vaikuttamaan. Alueen osalta käydään läpi suoritettut tutkimukset, toimenpiteet ja valitut toteutustavat. Toisen esimerkkialueen, Skanssin kaava-alueen, osalta pyritään keskustelemaan ja informoimaan Turun kaupungin ympäristö- ja kaavoitusvirastoa hankkeen pohjatutkimusten tuloksista ja laskelmista jo kaavoituksen aikana.

Painumalaskennan osalta pyritään tarkastelemaan laboratoriokokeiden avulla saatujen geoteknisten parametrien soveltuvuutta eri painumalaskentamenetelmiin ja luodaan painumamallit alueille eri menetelmin.

Alueiden osalta tarkistetaan myös niin alueelliset kuin paikalliset stabiliteetit osana suunnittelua. Stabiliteettiasioita ei käydä tässä diplomityössä läpi.

## 2 POHJATUTKIMUKSET

Asemakaavoitusvaiheen pohjatutkimusten tarkoitus on selvittää alueen maaperän soveltuvuus ja rajoitukset rakentamiselle. Pohjatutkimuksilla selvitetään maaperän laatu ja pehmeikköjen ominaisuudet sekä alueen pohjavesisuhteet ja mahdollinen pilaantuneisuus. Kuvassa 7 on esitetty kaavoitusprosessin osapuolet ja osapuolten tehtävät.



Kuva 7. Kaavoitusprosessin osapuolet (Kolisoja, Yhdyskunnan geotekniikka, TTY, 2012)

ALPO-86:n mukaan asemakaavoitusta varten suoritettavien pohjatutkimusten pitää vastata tavoitteiltaan yksittäisessä rakennushankkeessa suoritettavaa tonttitutkimusta. Jotta pohjasuhteet voidaan ottaa kaavoituksessa huomioon, tulee tarpeelliset tutkimukset suorittaa riittävän ajoissa. Oheisessa taulukossa 1 on esitetty tutkimusten päävaiheet ja niiden liittyminen kaava- ja rakennussuunnitteluvaiheisiin.



<b>Kaava-suunnittelu</b>	<b>Lähtötietojen keruu, suunnitteluohjelman laatiminen. Tavoitteet</b>	<b>Suunnittelualan ominaisuuksien arviointi</b>	<b>Suunnitelma, vaihtoehtojen laatiminen</b>	<b>Suunnitelma vaihtoehtojen arviointi</b>	<b>Suunnitelman viimeistely ja tulos</b>
<b>Maa- ja pohja-rakennus suunnittelu</b>	Lähtötietojen inventointi, ongelmalueiden alustava raja	Alueiden pohjarakennustekninen arviointi. Esirakentamis mahdollisuuksien arviointi. Pohjarakennuskustannusten aluearvio. Eritysarvot. Suunnittelu suositukset aluearvio. Eritysarvot. Suunnittelusuositukset	Kaavasuunnittelun pohjarakennus suunnittelu.	Suunnitelmaratkaisujen pohjarakennustekninen arviointi. Ekologinen arviointi. Suojelumahdollisuudet ja -tarpeet	Jatko-toimenpiteiden suunnittelu. Ratkaisun pohjarakennustekninen kuvaus.
<b>Pohjatutkimukset</b>	Lähtötietojen inventointi. Yleispiirteinen pohjatutkimus		Täydentävä pohjatutkimus		

Taulukko 1. Pohjatutkimusten vaiheet kaavasuunnittelussa.(ALPO-86)

Aluesuunnittelun alussa selvitetään olemassa olevat maaperätiedot ja pyritään vaikuttamaan suunnittelualan valintaan ja lähtökohtiin. Mikäli pohjasuhteista olevat tiedot ovat riittämättömät, käynnistetään taulukon mukainen yleispiirteinen pohjatutkimus. Tutkimuksen sisältö määritellään alustavien suunnittelutavoitteiden pohjalta. Yleispiirteisen pohjatutkimuksen tulosten pitäisi olla valmiina jo alueen kaavoitussuunnittelun valmisteluvaiheessa. Taulukon mukaisesti kaavavaihtoehtojen laadinnan jälkeen suoritettaisiin ohessa täydentäviä pohjatutkimuksia, jotta suunnittelutavoitteiden mukaiset valinnat ja ratkaisut voidaan tehdä halutulla tarkkuudella.

Kaavan viimeistelyvaiheessa suoritetaan ohjeen mukaan pohjatutkimusaineiston koaminen ja koko aineiston tulokäsittely. Tällöin tehdään kaavaselostukseen tarvittavat kartat ja tekstit sekä muut päätöksenteossa tarvittavat kartat.(ALPO-86)

Pohjatutkimukset sisältyvät jo kaavoitusvaiheen lähtötietojen hankintaan suunnitteluohjeen mukaan ja niiden päivittäminen tulisi tapahtua jo ennen kaavaehdotuksen laadintaa. Aloitusvaiheessa pitäisi suorittaa myös alueen maastokatselmus aluesuunnittelijan ja pohjarakennussuunnittelijan toimesta, jotta kohteen erityispiirteet huomioitaisiin lähtötiedoissa.

Kunnallistekniikan pohjatutkimusohjeiden lähtökohtana on ollut kaavoitusvaiheen riittävällä laajuudella suoritettut pohjatutkimukset ja että kunnallistekniikan suunnitteluvaiheessa pohjatutkimusten luonne on täydentävä. Kunnallistekniikan suunnitteluvaiheen pohjatutkimuksilla siis haetaan kohteen kunnallistekniikan suunnitelmien optimointia niin teknisesti kuin taloudellisesti. Oheisessa taulukossa 2 on KUPO-92:n mukaan eri pohjatutkimusvaiheet kunnallisteknisessä suunnittelussa.

Taulukko 2. Pohjatutkimusvaiheet kunnallisteknisessä suunnittelussa(KUPO-92)

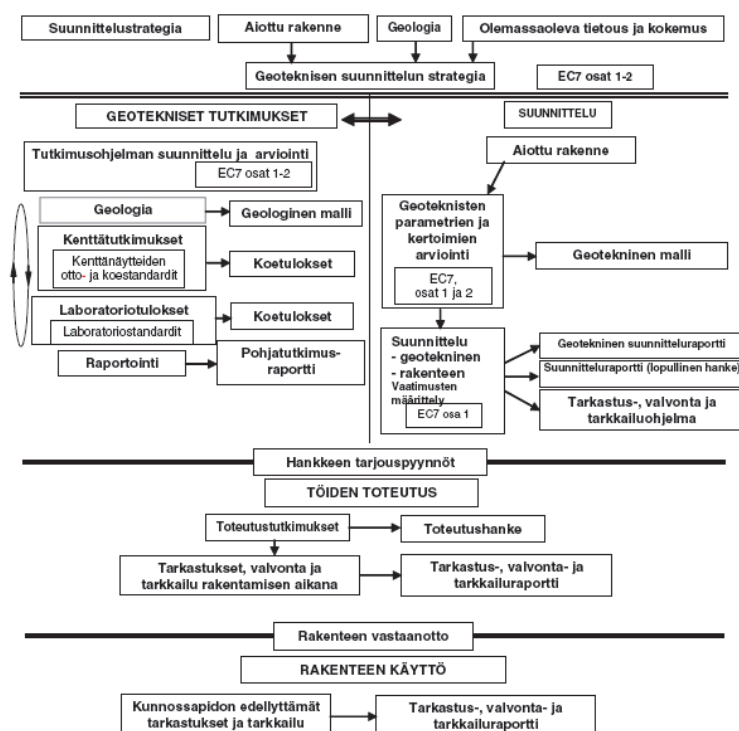
<b>Suunnitteluvaihe</b>	<b>Kunnallistekninen suunnittelu</b>	<b>Geotekninen suunnittelu</b>	<b>Geotekniset tutkimukset</b>
<b>Yleiskaava</b>	Verkoston reitti-suunnittelu	Orientoiva suunnittelu	Yleiskaavatasoinen pohjatutkimus
<b>Runkokaava Asemakaava</b>	Verkkosuunnittelu	Sijoittava suunnittelu	Asemakaavatasoinen pohjatutkimus
<b>Rakennus-suunnittelu</b>	Yleissuunnittelu Rakennussuunnittelu	Mitoittava suunnittelu Pohjarakennus-suunnittelu	Yleispiirteinen pohjatutkimus Yksityiskohtainen pohjatutkimus
<b>Rakentaminen ja käyttö</b>	Rakentaminen	Pohjarakennustöiden valvonta Käytönaikainen tarkkailu	Pohjarakennustöiden valvontamittaukset Tarkkailumittaukset (erikoiskohteissa)
<b>Peruskorjaus</b>	Rakennussuunnittelu Rakentaminen	Pohjarakennus-suunnittelu Pohjarakennustöiden valvonta	Täydentävät pohjatutkimukset Pohjarakennustöiden valvontamittaukset

Mikäli yksityiskohtaiset pohjatutkimukset suoritetaan rakennussuunnittelun toisessa vaiheessa, on mahdollista, ettei valittuja suunnitelmaratkaisuja muuteta tarkennusten vuoksi. Suotavaa olisikin tarkkojen pohjatutkimusten suorittaminen jo aikaisemmassa vaiheessa.

Eurokoodit määrittelevät pohjatutkimusten toteuttamisen uudelleen alue- ja kunnallistekniseen suunnittelun yhteydessä. Pohjatutkimusten suunnittelua, tulkintaa ja raportointia ohjaavat nykyään seuraavat standardit:

- EN 1997-2 Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus.
- 22475 Näytteenottomenetelmät ja pohjavesimittaukset sekä laadun hallinta
- 22476 Kenttätutkimusmenetelmät
- 14688 Maan tunnistaminen ja luokitus
- 14689 Kallion tunnistaminen ja luokitus
- 22282 Geohydrologiset tutkimukset
- 17892 Maan laboratoriotulokset
- 22477 Geoteknisten rakenteiden koekuormitukset

Oheisessa kaaviossa 1 on esitetty pohjatutkimusten vaiheistusta ja niiden käyttöä EN 1997-2:n mukaan:



Kaavio 1. Geoteknisen suunnittelun pohjatutkimusvaiheet, töiden toteutus ja rakenteen käyttö(SFS-EN 1997-2 + AC)

Standardit määrittävät mm. pohjatutkijoiden ja yritysten pätevyudet, vaaditun kaluston tason ja työskentely- ja raportointimenetelmät sekä uuden maalajiluokituksen. ISO-

maalajiluokituksen käyttö tulisi orientoida maalajimäärittäykseen tai ainakin tehdä rinnakkaismäärittäminen niin ISO- kuin GEO-luokituksen mukaan.

## 2.1 Tutkimusten ohjelmointi

Pohjatutkimukset tulee suunnitella siten, että asiaankuuluvat geotekniset tiedot ovat varmasti käytettävissä hankkeen eri vaiheissa. Geoteknisen tiedon tulee olla riittävää, jotta sen avulla pystytään hallitsemaan tiedostettuja ja odotettavissa olevia hankkeen riskejä. Rakentamisen eri välivaiheita ja lopputilannetta varten tulee tuottaa tietoa, joka kattaa onnettomuuksien, viivästymisten ja vaurioiden riskit.

Geoteknisen tutkimuksen tarkoitus on saada selville maan, kallion ja pohjaveden olosuhteet, määrittää maan ja kallion ominaisuudet ja koota muuta merkityksellistä tietoa rakennuspaikasta. (SFS-EN 1997-2 + AC)

Pohjatutkimusohjelman laatijana toimii joko pohjarakennussuunnittelija tai kunnallistekniikan suunnittelija niin kaavoitus- kuin rakennussuunnitteluvaiheessa. Tutkimusohjelman laatimisen perustana pitäisi olla kohteen karttatarkastelu, vanhojen tutkimustulosten tulkinta, vanhat ja uudet ilmakuvat, maastokatselmus sekä tutkimusten ja suunnitelmien tavoitteet. Tällöin tutkimukset kohdentuvat välittömästi oikeisiin kohtiin aluetta ja tutkimusmenetelmät ovat oikeita. Suunnittelijan on tiedettävä kairausmenetelmien soveltuvuudet eri maalajeille ja osattava arvioida miten työt vaiheistetaan.

Tutkimusten ohjelmoinnin tulisi alkaa välittömästi aluesuunnittelun alussa, jolloin tarvittavien tutkimusten toteuttaminen alkuvaiheessa olisi mahdollista ja tulokset saataisiin käyttöön välittömästi. Aluesuunnittelun ja kunnallisteknisen suunnittelun pohjatutkimusten ohjelmointi tulisi suorittaa samanaikaisesti limittäen, jolloin tutkimusten tehokkuus saataisiin optimoitua.

### **2.1.1 Aluetutkimukset**

Aluesuunnittelun pohjatutkimukset sisältävät ainakin seuraavat tutkimusmenetelmät kohteesta riippuen:

- Kartta ja ilmakuvatulkinta
- Maastokatselmukset
- Aikaisempien tutkimusten tarkastelu
- Kairaukset ja näytteidenotot
- Laboratoriokokeet maanäytteille
- tarkkailupisteiden seuranta(orsi- ja pohjavesiputket)

Vanhojen ja uusien ohjeiden mukaan aluetutkimuksiin olisi ohjelmoitava tarvittava määrä kairauksia ja näytteidenottoa, jotta seuraavat asiat pystytään määrittelemään luotettavasti:

- eloperäisten maakerrosten alapinta
- hienorakeisten kerrosten alapinta
- kuivakuorikerrosten paksuus
- moreenin yläpinta
- pohjaveden likimääräinen taso

Näiden selvittämiseksi on suoritettava kairauksia ja näytteidenottoa. Ohjeiden mukaan maalajien ja maakerrosten geoteknisten ominaisuuksien selvittämiseksi on suositeltavaa ottaa näytteitä ainakin yhdessä edustavassa pisteessä kultakin savi- ja silttialueelta. Tällöin hankittu tieto voi olla riittävä edustamaan aluesuunnittelua yksityiskohtaisemmalla tasolla.

### **2.1.2 Kunnallistekniikan tutkimukset**

KUPO-92:ssa selostetaan myös kaavoitusvaiheen pohjatutkimuksista ja miten kaava-suunnittelussa oikeilla valinnoilla voidaan vaikuttaa yli 10% rakennusalueen kustannuksiin. Ajatuksena myös on, että kaavoitusvaiheessa on jo tehty hyvät alustavat pohjatutkimukset, joita rakennussuunnitteluvaiheessa täydennetään tarvittaessa.

Kunnallistekniikan tutkimuksien suunnittelua varten kerätään kaikki olemassa oleva tutkimusaineisto ja alustavat kunnallistekniikan suunnitelmat. Lisätutkimukset tulisi suunnitella kohteen pohjarakennussuunnittelijan toimesta, jolla on riittävä kokemus eri kairausmenetelmistä ja näytteenotoista. Kairausmenetelmien valinta on tärkeää tässä vaiheessa, koska alustavista tiedoista saatujen maaperätietojen täydentäminen pitää tehdä tehokkaasti oikein menetelmin.

## 2.2 Kairaukset ja näytteenotto

Kairaukset ja näytteidenotto suoritetaan pohjarakennussuunnittelijan laatiman kairausohjelman mukaisesti. Kairaukset suoritetaan päteväksi osoitetun käyttäjän toimesta (pätevyys osoitettava todistuksella) ja työtä valvoo vastaava asiantuntija (pätevyys osoitettava todistuksella). Kyseisiä pätevyyskysymyksiä ei suunnitteluohjeiden ALPO-86 ja KUPO-92 laatimisen aikana ollut vielä kehitetty. Vuonna 2006 on Suomessa hyväksytty yleiseurooppalainen standardi koskien näytteenottoa ja koestusta ja vuonna 2008 silloisen Tiehallinnon laatimassa ohjeessa ”Geotekniset tutkimukset ja mittaukset” on pätevyys esitetty vaadittavaksi Tiehallinnon suunnittelukohteissa, mutta virallisesti se on otettu käyttöön 1.6.2011 jälkeen alkavissa hankkeissa.

Nykyisten Eurokoodien voimaantulon myötä, näytteenottoa ja koestusta säätelee seuraava standardi osineen:

Standardi ISO 22475-1 Geotekninen tutkimus ja koestus. Näytteenottomenetelmät ja pohjavesimittaukset:

- Osa 1: Työn suorituksen tekniset periaatteet
- Osa 2: Yritysten ja niiden henkilöstön pätevyysvaatimukset
- Osa 3: Kolmannen osapuolen suorittama yritysten ja niiden henkilöstön vaatimustenmukaisuuden arviointi

Jokaisella kairausmenetelmällä on oma standardinsa, jossa kuvataan vaadittava kalusto, vaadittava toteutustapa ja tulosten raportointi. Kairausmenetelmät eivät standardien tulon myötä varsinaisesti muutu, mutta ne yhdenmukaistavat kairausten suoritusta ja kalustoa esim. kärkien koot ja tankojen halkaisijat. Kairausmenetelmät on määritelty standardin EN ISO-22476 mukaan:

- Osa 1: Sähköiset puristinkairauskokeet (CPT-koe ja CPTU-koe)
- Osa 2: Heijarikairaus
- Osa 3: SPT-kairaus
- Osa 4: Ménardin pressometrikoe
- Osa 5: Joustodilatometrikoe
- Osa 6: Itseporaava pressometrikoe
- Osa 7: Tunkkauskoe kairanreiässä
- Osa 8: Täyden siirtymän pressometri
- Osa 9: Siipikairauskoe
- Osa 10: Painokairaus
- Osa 11: Lapadilatometrikoe
- Osa 12: Mekaaninen puristinkairauskoe (CPTM-koe)
- Osa 13: Levykuormituskoe

Näistä käytetyimmät ja hyväksi havaitut kairausmenetelmät Suomessa ovat painokairaus, heijarikairaus ja siipikairaus. Painokairauksella ja heijarikairauksella pystytään selvittämään maan kerrospaksuudet ja kairausvastukset. Siipikairaus täydentää tehtyjä paino- ja heijarikairauksia. Siipikairauksella selvitetään koheesiomaakerroksen leikkauslujuus. Siipikairausta ei suoriteta kitkamaille. Kallion pinnan varmistus tehdään aina porakonekairauksin, joka on ainoa luotettava kairausmenetelmä kalliopinnan varmistukseen. Porakonekairauksille ei ole toistaiseksi määritetty standardia.

Näytteenotto suoritetaan pohjarakennussuunnittelijan määrittämistä syvyyksistä standardien mukaisilla laitteilla. Näytteenottosyvyydet määritetään aikaisempien tutkimusten perusteella. Maanäytteen ottomenetelmät jaetaan ottotekniikkojen mukaisiin ryhmiin(SFS-EN 1997-2 + AC):

- näytteenotto kairaamalla
- näytteenotto erillisillä näytteenottimilla
- kuutionäytteenotto

Kairaamalla suoritettavat näytteenotot ovat ns. jatkuvia näytteenottomenetelmiä ja niiden avulla saadaan yleensä arvokkainta tietoa pohja-olosuhteista, koska tällöin voidaan:

- tunnistaa ja kuvata tutkimuspisteen maalajeja
- erottaa eri maalajikerrokset ja maa-aineksen muutokset

- ottaa näytteitä sekä tutkia ja koestaa kaikista kerroksista ja kaikilta syvyyksiltä otettuja näytteitä

Näytteenottomenetelmän valintaan vaikuttavat vallitsevat geologiset olosuhteet, tutkimuksen tarkoitus, sekä pohjatutkimusohjelmassa vaadittu näytteenottoluokka. Samalla näytteenottimella otetun näytteiden laatuluokka voi vaihdella maalajien kerroksellisuudesta, pohjaveden virtauksista ja näytteenotto tavasta riippuen samalla näytteenottokerralla. Esimerkiksi ST II mäntänäytteenottimella saadaan kerralla 3kpl näytettä joiden maksimiero syvyydessä on noin 70cm.

Näytteenottomenetelmiä voidaan yhdistää käyttämällä erilaisiin olosuhteisiin sopivinta tekniikka ja näytteenotinta. Aina tulee kuitenkin varmistaa, että menetelmällä saavutetaan laboratoriokokeita varten vaadittu näytteenottoluokka. Poraus/kairaus- ja näytteenottomenettelyt voivat aiheuttaa seuraavanlaista näytteen häiriintymistä(SFS-EN 1997-2):

- näytteen mekaaninen häiriintyminen, joka johtuu porauksen/kairauksen tai kaivun aikana tapahtuvasta puristumisesta, leikkautumisesta, huuhtoutumisesta tai tärinästä
- näytteen häiriintyminen, joka johtuu kohteessa olevien sisäisten jännitysten purkautumisesta ja sitä seuraavasta laukeamisesta
- materiaalin ja kemiallisten ainesosien kuten vesipitoisuuden ja kaasujen muutoksista

Näytteenottomenetelmille on kolme luokkaa, A, B ja C. Näytteiden laatu määritetään näytteenottomenetelmän mukaisesti:

- luokan A näytteenottomenetelmillä voidaan saada laatuluokkien 1...5 mukaisia näytteitä
- luokan B näytteenottomenetelmillä voidaan saada laatuluokkien 3...5 mukaisia näytteitä
- luokan C näytteenottomenetelmillä voidaan saada laatuluokan 5 mukaisia näytteitä.

Laatuluokkien 1 tai 2 mukaisia näytteitä voidaan saada vain luokan A näytteenottomenetelmillä. Tarkoituksena on saada näytteitä, joissa näytteenotto-menettelyn tai näyttei-



den käsittelyn aikana ei ole tapahtunut lainkaan tai on tapahtunut vain vähän maarakenteen häiriintymistä, maan vesipitoisuus ja huokosluku vastaavat kohteen arvoja tai maan aineosissa tai kemiallisessa koostumuksessa ei ole tapahtunut muutoksia. Eräät ennalta-arvaamattomat olosuhteet kuten geologisen kerrostuneisuuden vaihtelut saattavat johtaa siihen, että saadaan alempien laatuluokkien mukaisia näytteitä.

Käyttämällä luokan B näytteenottomenetelmiä ei saada laatuluokkaa 3 parempia näytteitä. Tarkoitus on saada näytteitä, jotka sisältävät kaikki kohteen maan aineosat niiden alkuperäisten osuuksien suhteessa, ja maa on säilyttänyt luonnollisen vesipitoisuutensa. Eri maakerrosten yleinen järjestys tai komponentit voidaan tunnistaa. Maan rakenne on häiriintynyt(SFS-EN 1997-2 + AC).

Käyttämällä luokan C näytteenottomenetelmiä ei saada laatuluokkaa 5 parempia näytteitä. Maan rakenne näytteessä on täysin muuttunut. Eri maakerrosten yleinen järjestys tai komponentit ovat muuttuneet siten, että kohteen kerroksia ei voida tarkasti tunnistaa. Näytteen vesipitoisuus ei ehkä edusta tutkittavan maakerroksen luonnollista vesipitoisuutta.(SFS-EN 1997-2 + AC)

Maan ominaisuudet / laatuluokka	1	2	3	4	5
Muuttumattomat maan ominaisuudet					
raekoko (rakeisuus)	*	*	*	*	
vesipitoisuus	*	*	*		
tiheys, tiiviysluku, vedenläpäisevyys	*	*			
kokoonpuristuvuus, leikkauslujuus	*				
Ominaisuudet, jotka voidaan määrittää					
kerrosjärjestys	*	*	*	*	*
kerrostumien rajat – karkeat	*	*	*	*	
kerrostumien rajat – hienot	*	*			
Atterbergin rajat, kiintotiheys, orgaanisen aineksen pitoisuus	*	*	*	*	
vesipitoisuus	*	*	*		
tiheys, tiiviysluku, huokoisuus, vedenläpäisevyys	*	*			
kokoonpuristuvuus, leikkauslujuus	*				
Näytteenottoluokitus standardin EN ISO 22475-1 mukaisesti	A				
	B				
				C	

Taulukko 3. Maanäytteiden ja näytteenoton luokat. (SFS-EN 1997-2 + AC)

Näytteiden kuljetukseen ja varastointiin tulee kiinnittää erityistä huomiota. Varsinkin häiriintymättömien näytteiden varastointi- ja kuljetusasento sekä -kalusto voivat aiheuttaa näytteiden laadun madaltumista. Häiriintymättömien näytteiden kuljetus tulee tapah-

tua asianmukaisissa kuljetuslaatikoissa näyteputket pystyasennossa. Putkien välit tiivistetään laatikossa, etteivät ne häiriinny liikenteessä. Standardin SFS-22475-1 mukaan, näytteiden ja säilytysastian seinien välisen pehmusteen riittävä vähimmäispaksuus voi olla 25 mm. Astian pohjalla vähimmäispaksuus voi olla 50 mm.

Lisäksi näytteiden kuljetuksesta tulisi huolehtia näytteenottoon perehtynyt ammattihenkilö ja näytteistä tulisi olla laadittuna jäljitettävyysspöytäkirja. Näytteitä ei saisi talvisai-kaan säilyttää kovin kauaa ulkoilmassa jäätymisvaaran vuoksi. Jo pienikin näytteen jäätyminen näkyy välittömästi laboratoriossa näytteen häiriintymisenä. Näytteiden varastoinnin tulisi tapahtua viileässä(+ 6 °C...+12 °C) ja kosteassa tilassa.

Kairaukset ja näytteidenotto suoritetaan hydraulikäyttöisillä kairavaunuilla, jonka valintaan vaikuttavat saavutettava näytteenottosyvyys ja näytteen halkaisija. Kairausdata tulee esittää Suomen geoteknisen yhdistyksen luomassa Infra-pohjatutkimusformaattissa. Nykyisissä kairavaunuissa on usein kairauksen sähköinen tallennusjärjestelmä, joka tulostaa kairauksen suoraan kyseiseen formaattiin. Kairauskaluston, tankojen ja kärkien pitää olla pohjatutkimusstandardien mukaisia.

## **2.3 Laboratoriotutkimukset**

Laboratoriotutkimuksien tarkoituksena on määrittää otetuista näytteistä laskelmien ja suunnitelmien laatimiseen tarvittavat geotekniset parametrit. Oheisessa taulukossa 4 on esitetty ohjeellisesti, mitkä geotekniset parametrit on selvitettävä maalajin mukaan.

Geotekninen parametri	Maalajin tyyppi					
	Sora	Hiekka	Siltti	Normaali-konsolidoitunut savi	Ylikonsolidoitunut savi	Turve, humuksinen savi
Ödometrimoduuli ( $E_{od}$ ), kokoonpuristuvuusindeksi ( $C_c$ ) [yksiakiaalinen kokoonpuristuvuus]	(OED) (TX)	(OED) (TX)	OED (TX)	OED (TX)	OED (TX)	OED (TX)
Kimmokerroin (-moduuli) ( $E$ ) Leikkausmoduuli ( $G$ )	TX	TX	TX	TX	TX	TX
Avoimen tilan (tehokas leikkauslujuus ( $c'$ ), ( $\phi^*$ ))	TX SB	TX SB	TX SB	TX SB	TX SB	TX SB
Jäännösleikkauslujuus ( $c_u$ ), ( $\phi_u$ )	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)
Suljetun tilan leikkauslujuus ( $c_u$ )	–	–	TX DSS SIT	TX DSS (SB) SIT	TX DSS (SB) SIT	TX DSS (SB) SIT
Irtotiheys ( $\rho^*$ )	BDD	BDD	BDD	BDD	BDD	BDD
Konsolidaatiokerroin ( $c_v$ )			OED TX	OED TX	OED TX	OED TX
Vedenläpäisevyyserroin ( $k$ )	TXCH PSA	TXCH PSA	PTC TXCH (PTF)	TXCH (PTF) (OED)	TXCH (PTF) (OED)	TXCH (PTF) (OED)
– = ei soveltu ( ) = soveltuu vain osittain; ks. yksityiskohtia luvusta 5 Laboratorikokeita koskevia lyhenteitä: BDD Irtotiheyden määrittäminen DSS Suora leikkauskoe OED Ödometrikoe PTF Vedenläpäisevyyden määrittäminen muuttuvapainekokeella PTC Vedenläpäisevyyden määrittäminen vakioapainekokeella RS Rengasleikkauskoe (rengasleikkauskokeessa) SB Rasialeikkauskoe (rasialeikkauskokeessa) SIT Lujuusindeksikokeet (tehdään tavallisesti vain esikoevaiheessa) PSA Rakelausanalyysi TX Kolmiakiaalinen koe TXCH Vedenläpäisevyys vakioapainekokeessa kolmiaksaalisilla laitteissa (tai taipuisan seinämän laitteissa)						

Taulukko 4. Geoteknisten parametrien määrittämiseen käytettävät laboratorio-kokeet(SFS-EN 1997-2 + AC)

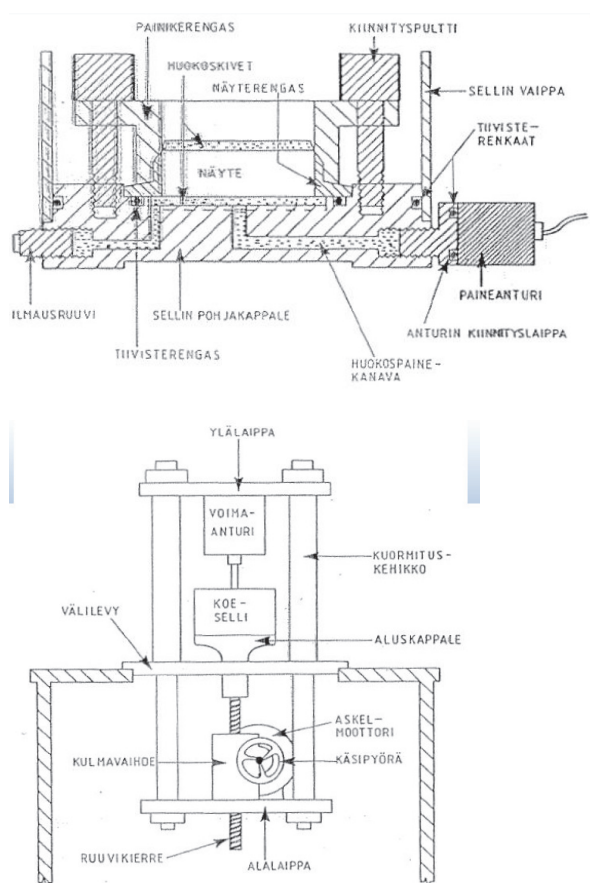
### 2.3.1 Ödometrikoe

Painumalaskentamenetelmät perustuvat maakerroksesta määritettyyn kokoonpuristuvuusmoduuliin(M). Kokoonpuristuvuusmoduuli kuvaa maan yksisuuntaista muodonmuutostilaa(vaakasuuntainen muodonmuutos estetty), joka on riippuvainen maan jännitystilasta. Pehmeiden maakerrosten kokoonpuristuvuusmoduuli ja sen parametrit määritetään häiriintymättömille näytteille tehtävin ödometrikokein. Ödometrikokeessa häiriintymätöntä (näytteenottoluokka A) maanäytettä kuormitetaan pystysuuntaisesti puristusjännityksellä, jonka lisäys tapahtuu joko portaittain lisäämällä painoja tai poistamalla niitä, tai portaattomasti(CRS-vakiomuodonmuutos-nopeus koe). Vakiintuneimman aseman Suomessa lieenee saanut CRS-koe (Länsivaara,1994).

CRS-koe; Nimensä mukaisesti (Constant Rate of Strain test) näytettä kuormitetaan kasvattamalla aksiaalista muodonmuutosta vakionopeudella. Oleellisimpana ongelmana on tällöin sopivan kuormitusnopeuden valinta. Nopeus pyritään yleensä valitsemaan siten, että näytteen suljetusta alapinnasta mitattavan huokosvedenpaine ei ylittäisi 15-20% näytteen kokonaiskuormituksesta(Kolisoja, Pohjatutkimukset, TTY, 2011). Ödometrilla

tehtävien portaattaisten tai portaattomien puristus- ja paisuntakokeiden tarkoituksena on määrittää maan kokoonpuristuvuus-, konsolidaatio- ja paisumisominaisuudet. Ödometrikolaitteiston periaateleikkaukset on esitetty kuvissa 8 ja 9. Laitteistot ovat sähköistettyjä ja tietokoneohjattuja. Näytteiden asettelu koeseiliin ja koeseillin kokoaminen suoritetaan koemenettelyssä käsin.

CRS-kokeessa mitataan tutkittavaan näytteeseen (korkeus 15 mm ja poikkipinta-ala  $15\text{ cm}^2$ ), kohdistuvaa pystysuoraa kuormitusta ( $q$ ), näytteen kokoonpuristumaa ( $\delta$ ) sekä näytteen pohjassa vallitsevaa huokosvedenpainetta ( $u_b$ ) tietyin aikavälein. Mittaamalla näytteen suljetussa pohjassa vaikuttava huokosvedenpaine ja arvioimalla huokosvedenpaineen  $u$  jakautuma näytteen sisällä eri korkeuksilla ( $z$ ) voidaan laskea näytteessä vallitseva keskimääräinen tehokas jännitys  $\sigma'$  kun  $q$  mitataan.



Kuva 8 ja 9. CRS-ödometrikokeen ödometrisellin rakenne ja kuormituslaitteiston periaatteellinen poikkileikkaus (Kolisoja, Pohjatutkimukset, TTY, 2011)

Koska portaattomissa ödometrikokeissa mitataan näytteen käyttäytymistä jatkuvasti, saadaan siitä jatkuvat kuvaajat(Länsivaara, 1994):

- kokoonpuristuman( $\epsilon_1$ )
- kokoonpuristuvuusmoduulin(M)
- huokosvedenpaineen(u)
- vedenläpäisevyyskertoimen(k)
- konsolidaatiokertoimen( $c_v$ )

muuttumisesta tehokkaan jännityksen funktiona.

Parametrien avulla lasketaan kokoonpuristuvuusmoduuli(M) esim. tangenttimoduulin menetelmällä, joka on esitetty kappaleessa 3. Kokoonpuristuvuusparametrien  $m$  ja  $\beta$  sekä konsolidaatiojännityksen  $\sigma_c'$  määrittäminen tapahtuu yleensä analyyttisesti pienimmän neliösumman menetelmään perustuvalla käyrän sovitustavalla. Konsolidaatiojännitys määritetään tällöin kahden sovituskäyrän leikkauspisteestä. Käyttäjän on kuitenkin aina tarkistettava kokeelle tehty automaattinen tulkinta(Kolisoja, Pohjatutkimukset, TTY, 2011).

Koenopeus valitaan maanäytteen yleisten ominaisuuksien perusteella. Kaikissa tehdyissä kokeissa käytettiin suosituksesta 0.0010mm/min. Taulukossa 5. on esitetty savi- ja siltilajeittain suositellut koenopeudet Liikenneviraston ohjeen mukaan.

<i>Maalaji</i>	<i>CRS-kokeen nopeus (mm/min)</i>
<i>Lihava savi, lieju</i>	$\leq 0,0015$
<i>Laiha savi, silttinen savi</i>	$0,0015 \dots 0,0025$
<i>Savinen siltti, siltti</i>	$0,0025 \dots 0,005$

Taulukko 5. CRS-kokeiden suositeltavat koenopeudet, näytteen korkeus 15...20mm(LiVi, Tien geotekninen suunnittelu,2012)

Ödometrikokeen suorituksen yhteydessä tutkitaan näytteestä seuraavat ominaisuudet:

- Vesipitoisuus
- Irtotiheys
- Tilavuuspaino
- Kyllästysaste
- Huokosluku

Tässä työssä ödometrikokeet suoritettiin Tampereen teknillisen yliopiston maa- ja pohjatutkimuslaboratoriossa. Kokeet suoritettiin CRS-laitteistoilla. Oheisessa kuvassa 10 on esitetty esimerkki ödometrikokeen tutkimuskaavakkeesta. Kaavakkeeseen kirjataan koenoisuus, silmämääräiset havainnot sekä perustiedot ennen kokeen suoritusta.

ÖDOMETRIN N.O./KOETYYPPI	1/CRS	3/ CRS	
PISTE, PAALU	108	108	
SYVYYS [m]	2.0-2.17	2.0-2.17	
TIEDOSTO	G53_1	G53_4	
NOPEUS	0.0010	0.0010	
*)			
KOKEEN ALUSSA:	pvm	25.10.-12	1.11.-12
NÄYTTEEN KORKEUS [mm]	15	15	
NÄYTTEEN POIKKI-PÄÄ [cm]**2	15	15	
NÄYTTEEN TILAVUUS [cm]**3	22.50	22.50	
NÄYTE + RENGAS [g]	124.68	123.72	
RENKAAN PAINO [g]	90.17	89.25	
KOSTEA NÄYTE [g]	34.51	34.47	
KUIVA NÄYTE [g]	18.80	19.00	
VESI [g]	15.71	15.47	
VESIPITOISUUS [%]	83.6	81.4	
IRTOTIHEYS [g/cm**3]	1.53	1.53	
TILAVUUSPAINO [kN/m**3]	15.0	15.0	
KUIVA IRTOTIHEYS [g/cm**3]	0.84	0.84	
KUIVATILAVUUSPAINO [kN/m**3]	8.2	8.3	
KYLLÄSTYSASTE S <sub>r</sub> [%]	100.00	100.00	
KUUNTOTIHEYS [g/cm**3]	2.77	2.70	
HUOKOSLUKU w	2.31	2.20	
OMINAISTILAVUUS v	3.31	3.20	
KUUNTOTIHEYS [g/cm**3]	2.70	2.70	
KYLLÄSTYSASTE S <sub>r</sub> [%]	101.1	100.0	
HUOKOSLUKU w	2.23	2.20	
OMINAISTILAVUUS v	3.23	3.20	
KOKEEN LOPUSSA:			
ASTIAN NUMERO	G53_1	G53_4	
KOSTEA NÄYTE [g]	31.00	30.74	
KUIVA NÄYTE [g]	18.80	19.00	
VESI [g]	12.20	11.74	
VESIPITOISUUS [%]	64.9	61.8	
Kaikissa koenäytteissä ruskeita juuria			
*) Paikattu pieni kolo			
Kokeen G53_1 tulokset eivät olleet luotettavia ja sen tilalla tehty koe G53_4			

Kuva 10. Ödometrikokeen tutkimuskaavake(TTY)

### 2.3.2 Muut tutkimukset

Alustavat painumalaskelmat tehdään kokoonpuristuvien maalajien vesipitoisuuksien perusteella. Vesipitoisuudet määritetään vähintään laatuluokan B näytteistä. Mutta koska näytteenottoluokkaan B päästään oikeastaan vain suorittamalla näytteenotto A-luokan näytteenottimilla, on näytteet otettu C-luokan näytteenottokalustolla (Kierrekaira). Standardissa esitetään oheisen taulukon 6 mukaisesti, että vesipitoisuuden määrittäminen on mahdollista häiriöistä näytteistä ja koska kierrekairanäytteenoton kustannus suhteessa häiriintymättömien näytteiden ottoon on merkittävä, toteutettiin näytteenotto edellä mainitusti. Häiriöistä maanäytteistä määritettyjä vesipitoisuuksia verrattiin myö-

hemmin ödometrikokeiden yhteydessä häiriintymättömistä maanäytteistä määritettyihin vesipitoisuuksiin.

Parametri	Maalajityyppi							
	Savinen maalaji			Silttinen maalaji			Hiekkainen, sorainen maalaji	
	Koenäytteen tyyppi			Koenäytteen tyyppi			Koenäytteen tyyppi	
	Häiriintymätön	Häiritty	Vaivattu	Häiriintymätön	Häiritty	Vaivattu	Häiritty	Vaivattu
Geologinen kuvaus ja maalajin luokitus	X	X	X	X	X	X	X	X
Vesipitoisuus	X	(X)	(X)	X	(X)	(X)	(X)	(X)
Irtotiheys	X	(X)	–	X	(X)	–	–	–
Pienin ja suurin tiheys	–	–	–	(X)	(X)	(X)	X	X
Atterbergin rajat (konsistenssirajat)	X	X	X	X	X	X	–	–
Rakeisuus	X	X	X	X	X	X	X	X
Suljetun tilan leikkauslujuus	X	–	–	(X)	–	–	–	–
Läpäisevyys	X	–	–	X	(X)	(X)	(X)	(X)
Häiriintymisherkkyys	X	–	–	–	–	–	–	–
X = määritetään normaalisti (X) = määrittäminen mahdollista, ei välttämättä edustava – = ei sovellu HUOM. Joillakin maalajityypeillä lisäkokeita voidaan harkita, esimerkiksi orgaanisen aineksen pitoisuuden, kiintotiheyden ja aktiivisuuden määrittämiseksi.								

Taulukko 6. Maanäytteiden soveltuvuus eri luokituskokeisiin(SFS-EN 1997-2 + AC)

Vesipitoisuuden määrittämisessä näyte kuivataan(105 °C, yön yli) ja pitoisuus määritetään poistuneen veden massan suhteena kuivan näytteen massa. Maan vesipitoisuus lasketaan kaavan 1 mukaan:

$$w = \frac{m_m - m_k}{m_k} \cdot 100\% \quad (1)$$

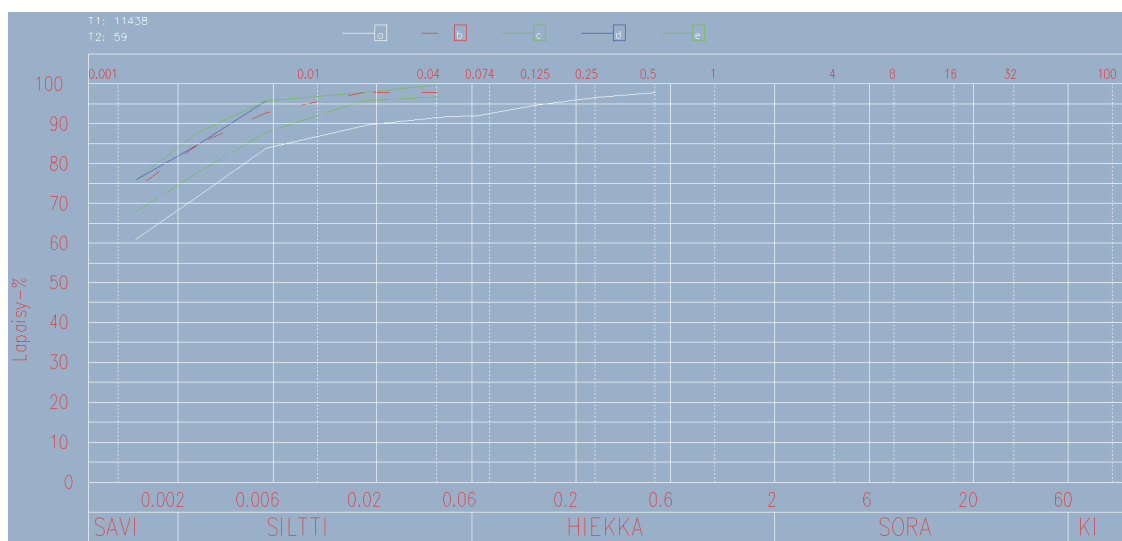
w = vesi- (kosteus-) pitoisuus(%)

m<sub>m</sub> = astian ja kostean koenäytteen massa (g)

m<sub>k</sub> = astian ja kuivatun koenäytteen massa (g)

Maalajimäärittäykset rakeisuuden perusteella on tehty GEO-maalajiluokituksen mukaisesti. ISO-maalajiluokituksen käyttöä ei ole ohjelmoitu käytettäväksi tässä työssä. Kuvassa 11 on esitetty areometrikokeiden perusteella määritetty rakeisuuskäyrät ja maalajit Toi-

jaisten näytepisteen 59 näytteille. Areometrimenetelmässä maahiukkasten laskeutumisnopeus todetaan määrittämällä lietteen tiheys tietyin aikavälein määräsyydydeltä.



Toijainen, näytepiste 59: A (harmaa 0,0-0,5m) **liSa** wk: **33 %**, B (punainen 1,0-2,0m) **liSa** wk: **59.4 %**, C (ylempi vihreä 3,0-4,0m) **liSa** wk: **70.2 %**, D (sininen 5,0-6,0m) **liSa** wk: **65.9 %** sekä E (alempi vihreä 7,0-8,0m) **liSa** wk: **67.2 %**.

Kuva 11. Häirityn näytteen rakeisuuskäyrä, maalajit ja vesipitoisuudet(Turun Maalaboratorio)

Humuspitoisuuden määrittämisessä polttomenetelmällä orgaaninen aines poltetaan pois näytteestä. Humuksen määrä lasketaan polttamisen yhteydessä tapahtuneesta painon alenemisesta huomioiden poltossa tapahtuva kidevesihäviö. Kideveden osuus arvioidaan kuvan 12 mukaan. Kuvan vaatima maan savipitoisuus saadaan areometrikokeesta. Uunikuiva(105 °C) näyte punnitaan( $m_k$ ), jonka jälkeen näytettä hehkutetaan(800 °C vähintään tunti tai 550 °C vähintään 2 tuntia) ja näyte punnitaan uudelleen( $m_h$ ). Kaavan 2 mukaisesti saadaan hehkutushäviö.

$$H_h = \frac{m_k - m_h}{m_k} \cdot 100\% \quad (2)$$

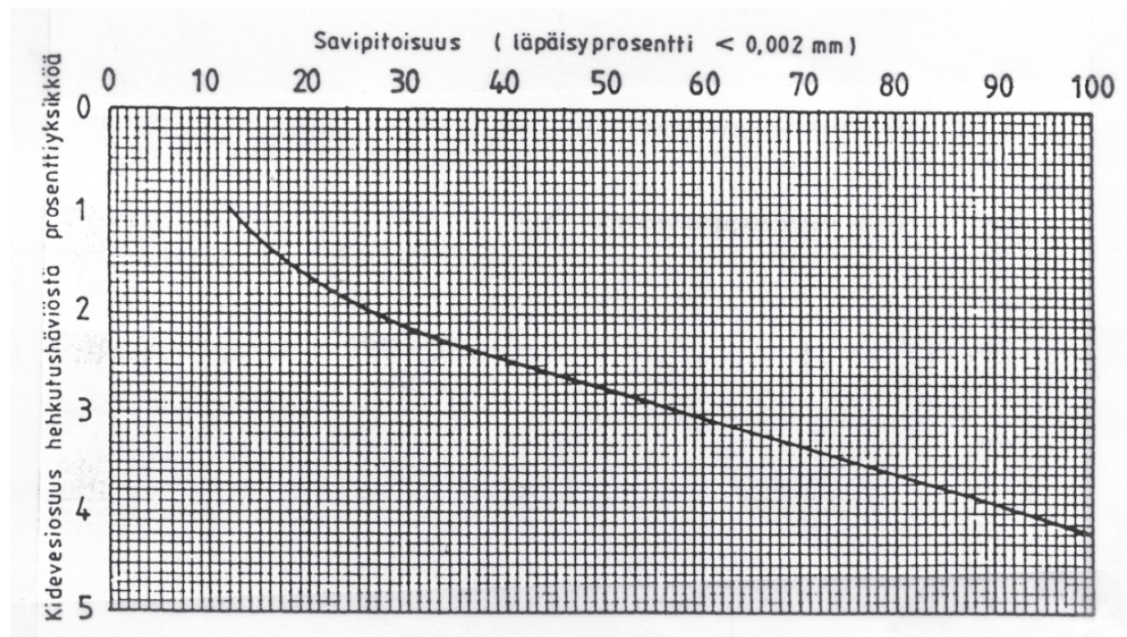
$H_h$  = Hehkutushäviö (%)

$m_k$  = Uunikuivatun näytteen massa (g)

$m_h$  = Hehkutetun näytteen massa (g)



Kun vähennetään kidevesihäviön osuus hehkutushäviöstä, saadaan humuksen(Hu) määrä painoprosentteina.



Kuva 12. Kideveden osuuden arviointi polttokokeessa(GLO-85).

Kuvassa 13 on esitetty Skanssin näytepiste 8 tilavuuspaino-, vesipitoisuus ja humuspitoisuusmääritykset. Koska Tampereella ei tehty näytteille rakeisuusmäärityksiä, ei lopullista humuspitoisuutta ole kaavakkeeseen laskettu. Lopulliset humuspitoisuudet laskettiin Turussa häirittyjen näytteiden areometrikoe tulosten avulla.

Testausseulos MPR/492/2013

Lilte

4

VESIPITOISUUS JA TILAVUUSPAINO

TTV Maa- ja pohjarakenteet  
PL 600 33101 TAMPERE

ASIAKAS SM Maanpää Oy / Turun kaupunki  
KOHDE Skanssi 11691  
TYÖNUMERO 492/2013 (H492)

pvm/tekijä

20.1.2014

2.1.2014

13.12.2013

13.12.2013

2.1.2014

20.1.2014

NÄYTTEEN NUMERO

H492\_W15

H492\_W8

H492\_W5

H492\_W6

H492\_W9

H492\_W14

PISTE, PAALU/PUTKI

50

50

50

50

50

50

SYVYYS

[m]

3,4-3,6

3,8-4,0

5,6-5,8

7,6-7,8

7,8-8,0

9,8-10,0

MAAN VÄRI (H=harmaa, R=ruskea, M=musta)

H

H

H

H

H

H

MAALAJI SILMÄMÄÄRÄISESTI

ASTIA

[g]

5,65

5,58

5,49

5,53

5,52

5,55

NÄYTTEEN KORKEUS

[mm]

40,58

46,31

47,90

45,40

43,93

50,61

NÄYTTEEN HALKAISU

[mm]

50,0

50,0

50,0

50,0

50,0

50,0

KOSTEA NÄYTE + ASTIA

[g]

141,30

137,21

147,21

145,75

143,01

159,29

KUIVA NÄYTE + ASTIA

[g]

80,18

69,02

81,92

89,10

86,36

92,91

TILAVUUSPAINO

[g/cm³]

1,70

1,45

1,51

1,57

1,59

1,55

[kN/m³]

16,7

14,2

14,8

15,4

15,6

15,2

VESEPITOISUUS

[%]

82,0

107,5

85,4

67,8

70,1

76,0

KUIVATILAVUUSPAINO

[g/cm³]

0,94

0,70

0,81

0,94

0,94

0,88

[kN/m³]

9,2

6,8

8,0

9,2

9,2

8,6

pvm/tekijä

NÄYTTEEN NUMERO

PISTE, PAALU

SYVYYS

[m]

MAAN VÄRI (H=harmaa, R=ruskea, M=musta)

MAALAJI SILMÄMÄÄRÄISESTI

TILAVUUSPAINOJEN JA VESIPITOISUUDEN MÄÄRITYS:

ASTIA

[g]

NÄYTTEEN KORKEUS

[mm]

NÄYTTEEN HALKAISU

[mm]

KOSTEA NÄYTE+ASTIA

[g]

KUIVA NÄYTE+ASTIA

[g]

TILAVUUSPAINO

[g/cm³]

[kN/m³]

VESEPITOISUUS

[%]

KUIVATILAVUUSPAINO

[g/cm³]

[kN/m³]

MPR/492/2013

Lilte

4

HUMUSPITOISUUS

Tampereen Teknillinen Yliopisto  
Maa- ja pohjarakenteet  
PL 600 33101 TAMPERE

ASIAKAS SM Maanpää Oy / Turun kaupunki  
KOHDE Skanssi 11691  
TYÖNUMERO 492/2013 (H492)

tehty pvm

14.1.2014

14.1.2014

2.1.2014

2.1.2014

2.1.2014

2.1.2014

PISTE, PAALU

50

50

50

50

50

50

SYVYYS

[m]

3,8-4,0

3,8-4,0

5,6-5,8

5,6-5,8

7,6-7,8

7,6-7,8

UPOKAS N:O

5

N

2

3

4

5

UPOKKAAN PAINO

[g]

16,7091

13,5479

15,2024

14,9924

14,0557

16,7089

UPOKAS + KUIVA NÄYTE

[g]

26,7509

23,6507

25,2005

25,0041

24,0922

26,7744

KUIVA NÄYTE

[g]

10,04

10,10

10,00

10,01

10,04

10,07

UPOKAS + HEHK, NÄYTE

[g]

26,7222

23,1684

24,7649

24,5681

23,6843

26,5661

HEHKUTUSHÄVIÖ

[g]

0,48

0,48

0,44

0,44

0,41

0,41

SAVI-% (0,002 LÄPÄISY)

(>12%)

HEHKUTUSHÄVIÖ

[%]

4,8

4,8

4,4

4,4

4,1

4,1

KIDEVESIHÄVIÖ

[%]

HUMUSPITOISUUS

[%]

HUMUSPITOISUUDEN MÄÄRITYS POLTTOMENETELMÄLLÄ:

10-50 g ILMAKUIVAA NÄYTETTÄ HIENONNETAAN, KUIVATAAN KVARTSIUPOKKAASSA +105 C NOIN 1 h. JÄÄHDYTETÄÄN EKSIKAATTORISSA JA PUNNITAAN. JÄÄHDYTETÄÄN +800...+900 C NOIN 1 h. JÄÄHDYTETÄÄN EKSIKAATTORISSA JA PUNNITAAN.

HEHKUTUSHÄVIÖ [%] = 100 \* (HEHKUTUSHÄVIÖ [g] / KUIVAN NÄYTTEEN MASSA [g])

HUMUSPITOISUUS = HEHKUTUSHÄVIÖ - KIDEVESIHÄVIÖ

HUOM !!! HEHKUTUSHÄVIÖ ON TEHTY ALLE 2 mm MATERIAALILLE !

Kuva 13. Tilavuuspaino, vesipitoisuus ja humuspitoisuus(TTY:n maa- pohjarakenteiden laboratorio)

## 2.4 Ohjelmoidut pohjatutkimukset

Pohjatutkimusohjelmat pyrittiin laatimaan kolmivaiheisinä. 1.vaiheessa suoritettiin suunnittelu-alueet kattava painokairausverkosto, jonka avulla määritettiin mm. alueen pehmeikkö-paksuudet ja laadittiin saven arvioitu paksuus-käyrästä. Painokairautulosten avulla määritettiin 2. vaiheessa suoritettavien siipikairausten suorituspaikat sekä häirittyjen näytteiden ottopaikat. Siipikairausten ja näytteiden paikat valittiin siten, että ne edustivat parhaiten alueiden erityyppisiä savikoita. Viimeisenä suoritettiin häiriintymättömien näytteiden otto. Suunnitelmat laadittiin SM Maanpää Oy:n toimesta. Töiden tilaaja, Turun kaupungin Ympäristö- ja kaavoitusvirasto hyväksyi tutkimussuunnitelmat ja tutkimusten sisältämät pistemäärät. Ohjelmien laadinnassa käytettiin apuna vanhoja kairautuloksia, sekä pohjakarttoja ja ilmakuvia.

### 2.4.1 Toijaisten kaava-alue

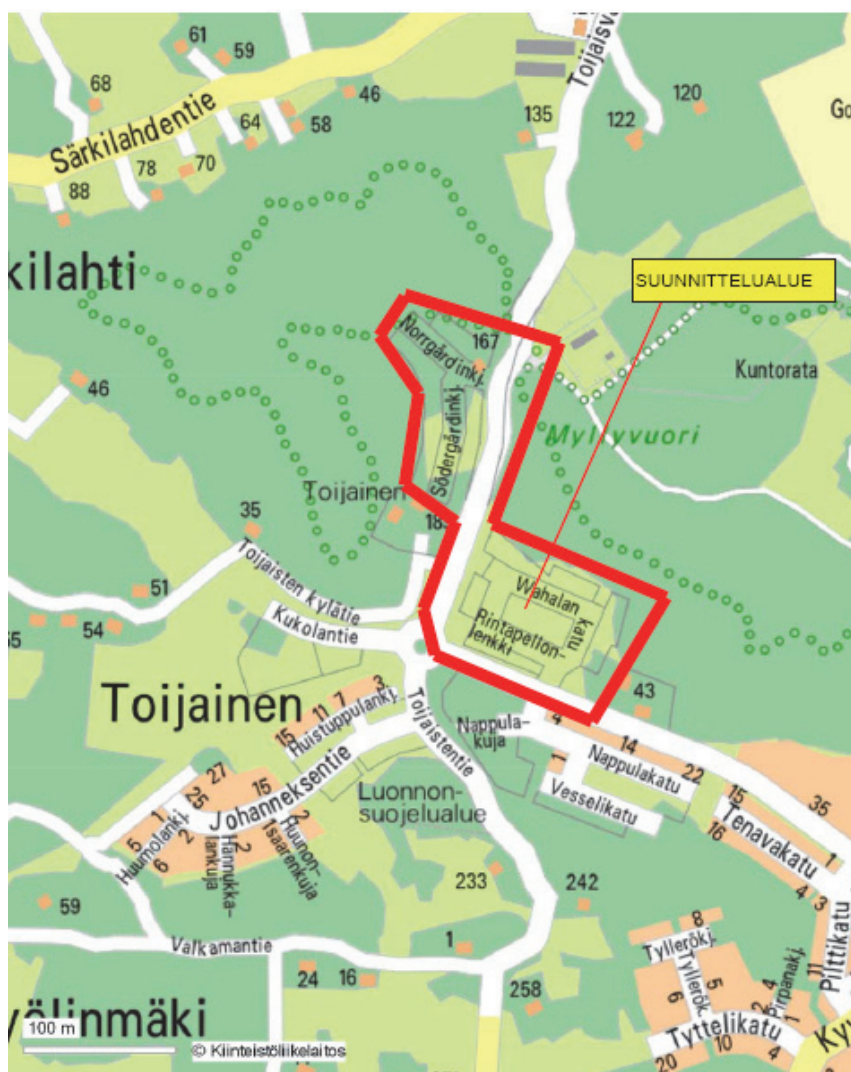
Toijaisten kaava-alue sijaitsee Hirvensalon saarella eteläisessä Turussa. Alueelle on lähivuosina kaavoitettu runsaasti tontteja pientaloasumiseen. Tutkimuskohteena oli Toijaisten kaava-alueen pohjoinen laajennus, Toijaistenrinne. Tutkittava uusi kaava-alue jakaantuu Toijaistentien itä- ja länsipuolelle ollen yhteensä noin 5 hehtaarin kokoinen alue. Kaava-alueen sijainti on esitetty kuvassa 14. Itäpuolen alue on vanhaa peltoa ja länsipuoli osin vanhaa peltoa, osin metsikköä. Itäpuolen alueesta oli suoritettu painokairauksia hajanaisesti muutama piste Toijaistentien rakenteen parantamisen yhteydessä. Länsipuolen alueelta ei ollut tehty kairauksia.

Vanhojen tutkimustulosten, karttatarkastelujen ja ilmakuvien perusteella määritettiin uuden kaava-alueen tutkimukset. Tilaajan kanssa sovittiin kaava-alueelle tehtäväksi painokairauksia niin katualueelta kuin jokaiselta kaavoitettavalta tontilta. Katualueelle laadittiin tasainen pisteverkko(1 piste/noin 30m välein, huomioiden maaston korkeusvaihtelut) ja jokaiselta kaavaluonnoksessa suunnitellulta tontilta suoritettiin yksi painokairaus.

Painokairauksia mitoitettiin alueelle tehtäväksi 88 kpl. Samalla määritettiin 2.vaiheen siipikairauksia tehtäväksi soveltuvista ja edustavista pisteistä 9 kpl sekä häiriintyneitä näytteitä otettavaksi tietyistä pisteistä 4 kpl. Siipikairaukset ja näytteenottopisteet määri-

tettiin tasaisesti alueille. Siipikairaukset määrättiin tehtäväksi kuivakuoren alapuolelta 0.5m välein 5 metriin asti ja tämän jälkeen metrin välein savikerroksen alapintaan asti tai maksimisyvyyteen 15m. Näytteet määrättiin otettavaksi kaikista maalajikerroksista 2m välein(maksimi 5kpl/piste) ja näytteet toimitettiin Turun kaupungin Maatutkimuslaboratorioon tutkittaviksi. Ennen näytteidenottoa ja siipikairauksia, pisteiden alustavat paikat tarkistettiin painokairaustulosten perusteella.

Häiriintymättömät näytteet ohjelmoitiin 3.vaiheessa. Näytteitä määritettiin niin itä- kuin länsipuoleltakin otettavaksi yhdestä pisteestä per puoli. Näytteenotto määritettiin alkavaksi 2m syvyydeltä kahden metrin välein koko pehmeikkökerroksen matkalta. Näytteenotto suoritettiin ST I-mäntänäytteenottomella. Ottimella voidaan ottaa A näytteenotoluokan mukaisia maanäytteitä.

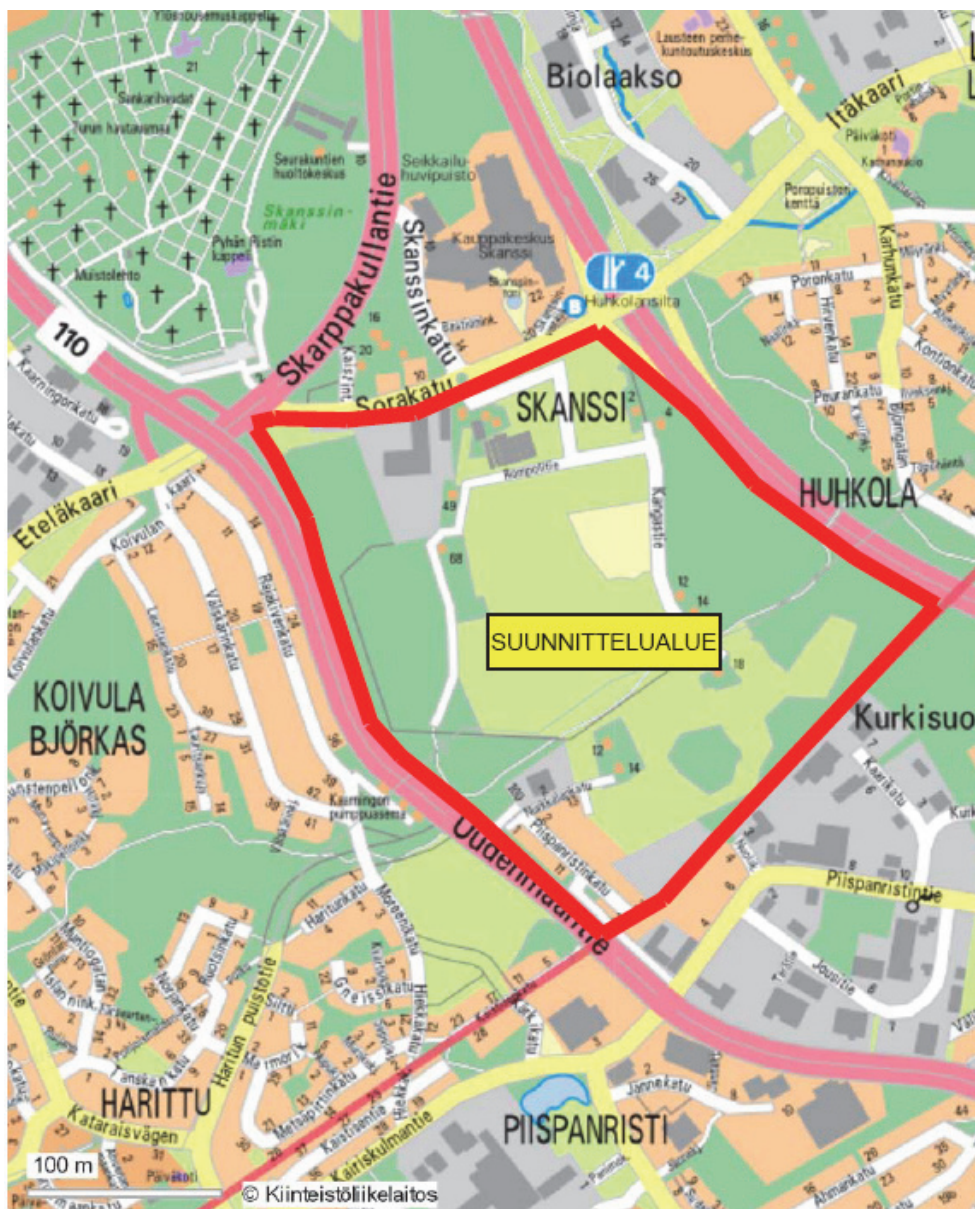


Kuva 14. Toijaisten kaava-alue.(Turun karttapalvelu, Turun kiinteistöliikelaistos)



## 2.4.2 Skanssin kaava-alue

Skanssin kaava-alue on noin 80 ha alue Kaakkois-Turussa. Suunnittelualue rajoittuu idästä Valtatie 1:een, lännestä Uudenmaantiehen, etelästä Kaarinan kunnan rajaan (Piispanristin teollisuusalue) ja pohjoisesta Skanssin kauppakeskukseen (Sorakatu/Itäkaari).



Kuva 15. Skanssin kaava-alue.(Turun karttapalvelu, Turun kiinteistöliikelaitos)

Suunnittelualue on esitetty kuvassa 15. Suunnittelualue on pääosin vanhaa viljelemätöntä peltoniittyä. Alueen maanpinta laskee kohti keskustaa, muodostaen alueen keskelle vetisen ”altaan”. Alueella sijaitsee vanhoja rakennuksia (pientaloja, kasvihuoneita ja teollisuushalleja), Turun kaupungin kunnossapitovarikko ja ulkoilureittejä. Skanssin

kaava-alueen suunnittelu alkoi syksyllä 2012. Alueen kaavoitusta oli harkittu jo aikaisemmin, mutta alueen haasteellinen maaperä ja olosuhteet olivat haastaneet hankkeen. Alueen länsireunalla sijaitseva harjumuodostuma on luokan I pohjavesialuetta (Kaarningon pohjavesialue), joten alueen länsireunan rakentamista ohjaavat myös pohjavesien suojelua koskevat määräykset ja asetukset.

Harjualueella on ollut ja on edelleen teollista toimintaa (mm. Treston Oy). Lisäksi harjualueella on rakennusjätettä ja vanhoja purettujen rakennusten rakenteita. Alueen lounaisreunalla on toiminut mm. puuteollisuusyritys. Tässä työssä ei oteta kantaa maaperän puhtauteen.

Pohjatutkimusohjelman laatimisen pohjana olivat vahat kartta-aineistot, alustavat kaava-luonnokset ja Turun kaupungin alueella aikaisemmin tekemät pohjatutkimustulokset. Lisäksi alustavaa maaperäselvitystä tehtiin Geologian tutkimuskeskuksen julkaiseman pohjatutkimusrekisterin ja maaperäkartan avulla. Alueelle on lisäksi suoritettu visuaalinen tarkastelu ja katselmoitu mahdollisia ongelmakohtia alueelta.

Maaperän kerrosrakennetta selvitettiin yhteensä 93 painokairauksella ja 9 heijarikairauksella. 2. vaiheessa pehmeikköalueiden leikkauslujuutta selvitettiin 5 siipikairauksella. Pohjavesitasojen arviointia ja tarkkailua varten asennettiin 9 kpl pohjaveden tarkkailupisteitä. Alueelta otettiin siipikairausten yhteydessä häiriintyneitä näytteitä alustavien maalaji- ja kokoonpuristuvuusominaisuuksien määrittämistä varten. Häiriintymätön näytteenotto suoritettiin syksyllä 2013 ja ödometrikokeet Tampereella välittömästi tämän jälkeen.

### 3 PAINUMALASKENTA

Painumalaskentaa suoritetaan osana geoteknistä suunnittelua. Geotekninen suunnittelija määrittelee pohjatutkimustulosten perusteella, painumalaskennan laajuuden ja onko laskennalla käytännöllistä merkitystä. Pehmeikköalueilla painumalaskenta on oleellinen osa geoteknistä suunnittelua. Kunnallistekniikan rakenteille, katurakenteille ja rakennusten perustuksille on ohjeistettu enimmäispainumat, joiden ylittyessä rakenteen toimivuus ja kestävyys heikkenevät oleellisesti. Painumien aiheuttamat vauriot ovat rakennuksissa:

- Arkkitehtoniset vauriot
- Tekniset vauriot
- Rakennukseen johtavien johtojen halkeilu
- Rakennuksen kallistuminen

Näiden seurauksina voidaan yleisesti pitää:

- Rakennuksen arvon alentumista
- Asumis- ja käyttömukavuuden alenemista
- Korjaus- ja kunnossapitokustannusten lisääystä

Tie ja katualueilla painumat aiheuttavat:

- Ajoradan pinnan epätasaisuutta
- päällysteen rikkoutumista
- kuivatuksen toimimattomuutta

Seurauksina:

- Ajomukavuus ja turvallisuus vähenevät
- Korjaus- ja kunnossapitokustannukset lisääntyvät

Katurakenteen painumat eivät saa estää sen toiminnallisuutta. Maksimipainumat ja painumaerot kadulle määrittelevät kuivatusrakenteet ja katuun liittyvät muut rakenteet sekä putkijohdot. Viettokaltevuuksia suunnitellessa putkijohdot pitää mitoittaa painuviin katuihin siten, että vähimmäiskaltevuudet täyttyvät mahdollisen painuman jälkeenkin (esim. esikorotus). Oheisessa taulukossa 7:n on esitetty tasaisen painuman sallitut raja-arvot kaduille. Katurakenne kestää tasaista painumaa rakenteena hyvin. Epätasainen painuma sen sijaan vaurioittaa rakenteita. Epätasaista painumaa voi syntyä eri rajapinnoissa jos siirtymärakenteet on suunniteltu ja toteutettu puutteellisesti.

Kohde	Aika				Kaltevuuden muutos (%)	
	Painuma s=[mm]		Routanousu F=[mm]			
	s/5v	F/5v	s/20v	F/20v	Sivu	Pituus
<b>1. Pää- ja paikalliset väylät</b>						
asfaltti	100	75	200	120	0.4	1.1
raiotie	50	50	100	75	0.3	1.0
<b>2. Hidas- ja pihakadut</b>						
asfaltti	100	100	200	150	0.5	1.3
sora	125	120	250	175	0.8	1.6
kiveys	50	75	100	120	0.5	1.3
<b>3. Torit</b>						
asfaltti	75	100	150	150	0.4	1.1
kiveys	50	75	100	100	0.3	1.0

Taulukko 7. Katujen ja teiden sallittu painuma(mm), routanousu(mm) ja kaltevuuden muutos Katu 2002:n mukaan.

Rakennusten perustukset on suunniteltava siten, etteivät perustusten painumaerojen aikaansaamat muodonmuutokset aiheuta rakenteisiin haitallisia jännityksiä. Rakennusten ja rakenteiden kokonaispainumat ja kallistumat ovat liittyvien rakenteiden, putkijohdosten, työskentely- tai asumismukavuuden, terveellisuuden ja ulkonäköseikkojen takia rajoitettava kohtuullisiksi (RakMk B3). Määräyskokoelmaan kirjatut sallitut painumat on esitetty taulukossa 8.

RAKENNUSTEN KOKONAISPAINUMIEN JA KANTAVIEN RAKENTEIDEN KULMAKIERTYMIEN SUUNTAA-ANTAVIA RAJA-ARVOJA			
Rakennetyyppi	Kokonais-painuman raja-arvoja [mm]	Kulmakiertymisen raja-arvojen vaihteluväli	
		Moreeni tai karkearakeinen maapohja	Hienorakeinen maapohja
Massiiviset jäykät rakenteet	100	1/250-1/200	1/250-1/200
Staattisesti määrätyt rakenteet	100	1/400-1/300	1/300-1/200
Staattisesti määräämättömät rakenteet			
- Puurakenteet	100	1/400-1/300	1/300-1/200
- Teräsrakenteet	80	1/500-1/200	1/500-1/200
- Muurautut rakenteet	40	1/1000-1/600	1/800-1/400
- Teräsbetonirakenteet	60	1/1000-1/500	1/700-1/350
- Teräsbetonielementti-rakenteet	40	1/2000-1/700	1/1000-1/500
- Teräsbetonikehärakenteet	30	1/2000-1/1000	1/1500-1/700

Taulukko 8. Rakennusten kokonaispainumien ja kantavien rakenteiden kulmakiertymien suuntaa-antavia raja-arvoja(RakMk B3)

Putkijohtojen perustuksia suunniteltaessa otetaan huomioon liittymiset eri tavalla painuviin rakenteisiin, risteämiset muiden putkijohtojen kanssa sekä täytöt ja muut lisäkuormitukset. Tarvittaessa käytetään siirtymärakenteita ja riittävän painumaeron mahdollistavia liittymäkaivoja(RakMk B3). Putkijohdoille ei varsinaista sallittua painumataulukkoa ole laadittu, mutta se noudattelee piha-alueen sallittuja painumia, jotka on esitetty taulukossa 9.



PIHA-ALUEIDEN LAATULUOKITUS JA SUOSITELLUT RAKENNEVAATIMUKSET				
Laatu luokka	Kulutus- kerros	Vaatimukset Ulkonäkö	Sallitut pit- käaikaiset (yli 30v) painumat	Routa- liikkeet (F <sub>10</sub> )
Luokka 1 Piha ja alueet, joille asete- taan erityisen suuret toimin- nalliset tai ulkonäölliset vaatimukset	sidottu	Päällyste säi- lyy halkeile- mattomana	alle 100mm	enintään 50mm
	sitomaton	-----	alle 100mm	enintään 50mm
Luokka 2 Muut asunto-, toimisto- ja liikerakennus- sitomaton	sidottu	Päällysteessä vähäisiä kun- nossapidolla hoidettavia halkeamia	alle 300mm	enintään 100mm
	sitomaton	-----	alle 300mm	enintään 100mm

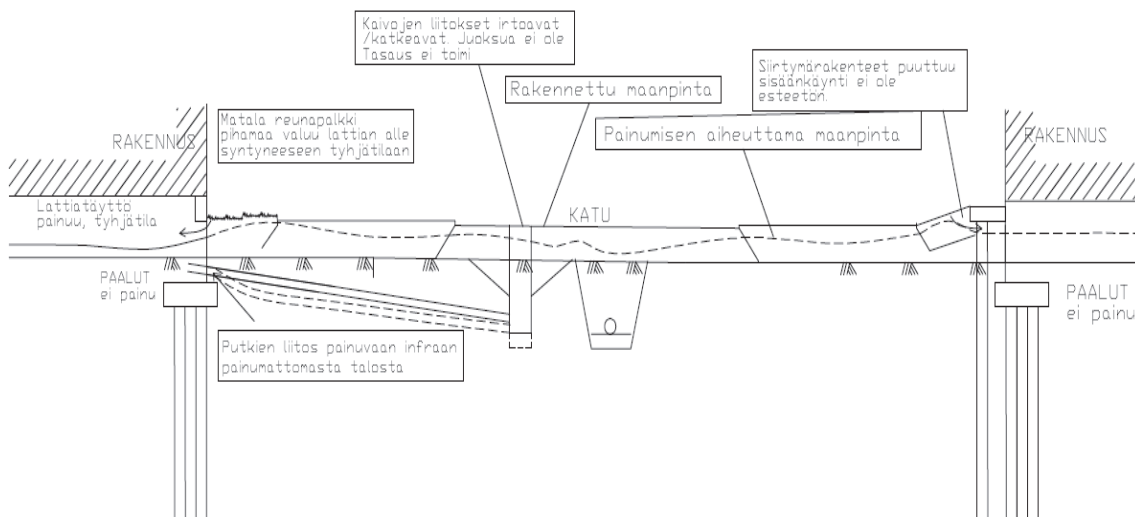
Taulukko 9. Piha-alueiden laatuluokitus ja suositellut rakennevaatimukset(RakMk B3)

Katu- ja piha-alueiden painumatoleranssit on huomioitava kunnallistekniikan suunnittelussa siten, että rakenteiden sallitut painumat ja tuleva painumakäyttäytyminen vastaisivat mahdollisimman hyvin toisiaan. Em. asiat pitäisi huomioida ohjeistuksena tulevalle tonttirakentajalle esim. sallittuina pihatasona ja viemäri- ja vesijohtoliittymien perustamisen ohjeistuksena. Käytännössä rakennusten painumien raja-arvot ovat niin pienet, ettei Turun alueen savikoille ole mahdollista perustaa maanvaraisperustuksella. Kun rakennukset paalutetaan ja pihat- ja putkijohdot saavat painua, on niiden toimivuus tarkasteltava erityisen huolella. Tämä ”liittymäproblematiikan” suunnittelemattomuus näkyy Turun alueen piha- ja katurakenteissa.

### 3.1 Rakenteiden liittymäproblematiikka

”Liittymäproblematiikka” syntyy tilanteessa kun painumattomaan rakennukseen liitetään painuvaa kunnallistekniikkaa sekä painuva tontti liittyy esim. pohjavahvistettuun katualueeseen tai painumaton rakennus liittyy painuvaan pihaan. Näillä rajapinnoilla syntyvät painumaerot muodostavat problematiikan, joka on huomioitava kokonaisval-

taisesti jo kaavaluonnosvaiheessa. Kuvassa 16 on esitetty problematiikasta periaateleikkaus, jossa kuvataan pääsääntöisesti kohdattavat painumaero-ongelmat.



Kuva 16. Liittymäproblematiikka rakenteiden välillä painuman näkökulmasta.

Painumisen ongelma mielletään usein poistuvaksi, kun rakennus paalutetaan. Kuitenkin rakennukseen liittyvät pihat, kadut ja viemärit ovat harvoin Turun alueella vahvistettuja tai kevennettyjä. Rakennusten peruskaivanto on usein syvempi kuin tulevan pihan perustamistaso. Täyttökuormitus on silloin suurempi rakennuksen pohjatyössä, kuin pihalla. Putket liitetään kiinteästi kannakkein painumattomaan rakennukseen. Putken toinen pää painuu tonttikaivon ollessa perustettu painuvan koheesiomaan varaan. Piha-alueen rakennekerrokset on tehty ohuemmin kuin kadun rakennekerrokset. Syitä painumaeroihin ja ”liittymäproblematiikkaan” on useita.

Oheisen kuvan 17 ja 18 tapauksessa kyseessä on paalutetun rakennuksen ja painuvan pihan painumaero. Rakennuksen sokkelipalkkiin ei ole suunniteltu painumavaraa ja seinien vierustäytöt on tehty raskaalla maamateriaalilla, jolloin rakennuksen alle muodostunut tyhjätila paljastuu. Perustus- ja lattiarakenteiden kuivatus ja routasuojaus eivät toimi ja rakenteisiin kohdistuu suurta rasitusta.



Kuva 17. Painuvaa pihaa(kuvaaja Sauli Maanpää)



Kuva 18. Painuvaa pihaa ja kuivatuksen toimimattomuutta(kuvaaja Sauli Maanpää)

Kuvissa 19 ja 20 nähtävät painumaerot aiheuttavat käytön hankaluutta, ovat arkkitehtoisesti haitallisia, rakenteen toimivuus vaarantuu, kunnossapitokulut kasvavat ja rakenteet ikä lyhenee. Painumaerojen tasaamista varten olisi rajapinnoille aina suunniteltava siirtymärakenteita. Kuvien esimerkeissä kevennystäyttö ja siirtymäkiilat tasaisivat painumaerot tehokkaasti. Painumalaskelmien suoritus niin uudisrakentamisessa kuin korjaamisessa on vaadittava, jotta rakentamis- ja korjausmenetelmät olisivat oikeat.



Kuva 19. Painumaeroja rakennusten oviaukkojen edessä(kuvaaja Sauli Maanpää)



Kuva 20. Painumaeron epäonnistunutta korjausta rakennuksen oviaukon edessä(kuvaaja Sauli Maanpää)

Kuvassa 21 esteettömyys ei toteudu jouhevasti. Ongelmien korjaaminen pintojen muokkauksella ei poistu, vaan päinvastoin se saattaa lisätä kuormitusta ja siten vauhdittaa ongelmien uusiutumista. Rajapinnan raskaan täyttömaan korvaaminen kevennysmateriaalilla luiskamaisesti pienentäisi painumaeroa.





Kuva 21. Painumaero(kuvaaja Sauli Maanpää)

Kuvissa 22, 23 ja 24 lattianalustäyttö on painunut ympäröivää pihaa runsaammin, ras-  
kaammasta täyttökuormituksesta johtuen. Pihan ja lattian rajasta, matalan sokkelipalkin  
alta, maa on alkanut valua lattian alle rikkoen pihan rakenteita. Suunnittelussa ja raken-  
tamisessa ei ole huomioitu savisen pohjamaan painumaa eri täyttökuormituksilla.



Kuva 22. Lattianalaiseen tyhjätilaan valuu pihamaita(kuvaaja Kustaa Raitamäki)



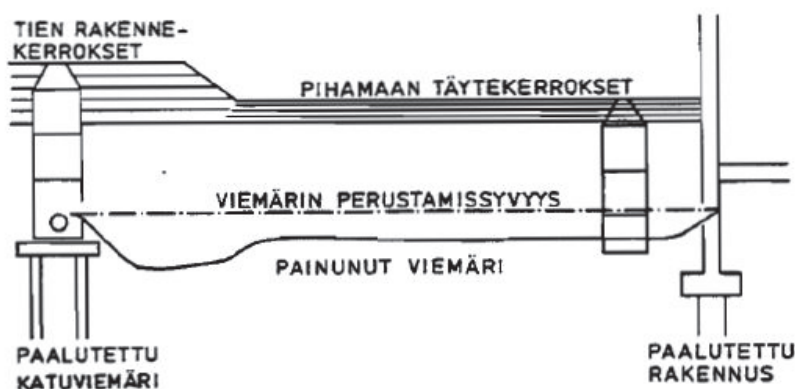
Kuva 23. Painunutta lattianalustaa(kuvaaja Kustaa Raitamäki)



Kuva 24. Tyhjätilaan valuva piha(kuvaaja Kustaa Raitamäki)

Viemäreiden moitteettoman toiminnan kannalta on oleellista, että putkien kaltevuus säilyy mahdollisimman tasaisena ja että saumoissa tapahtuvat muodonmuutokset pysyvät ko. liitosrakenteen sallimissa rajoissa. Muodonmuutokset aiheutuvat pohjamaan painumisesta sekä putkien ympärille tehdyn täytön kokoonpuristumisesta. Pohjamaan painuma on useimmiten niin tasaista, että se ei aiheuta haitallisia kulmanmuutoksia putkien välisissä liitoksissa. Kriittisempiä ovat sensijaan putkien ja kaivojen sekä putkien

ja rakennusten väliset liittymäkohdat (Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu, Helsingin kaupungin geoteknillinen toimisto, 1974). Näin on esim. paalutetun seinän vierustoilla, missä painumaeroja syntyy salaojituksen seurauksena laskeneesta pohjavedestä tai täytemaakerroksista. Painejohtojen kohdalla asettaa vain putkimateriaalin kestävyys rajoitteita, mutta viettoviemäreiden kohdalla on otettava huomioon myös johtojen toimivuusvaatimukset. Pehmeikköalueilla tulisi aina käyttää ohjeiden mukaisia minimikaltevuuksia suurempia kaltevuuksia siten, että painuman jälkeinenkin kaltevuus olisi vielä ohjeiden mukaista minimikaltevuutta suurempi (Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, julkaisu 40, 1984). Kuvassa 25 on esitetty tonttviemärin kannalta kriittisimmät kohdat, jos viemärin molemmat päät liittyvät painumattomaan rakenteeseen.

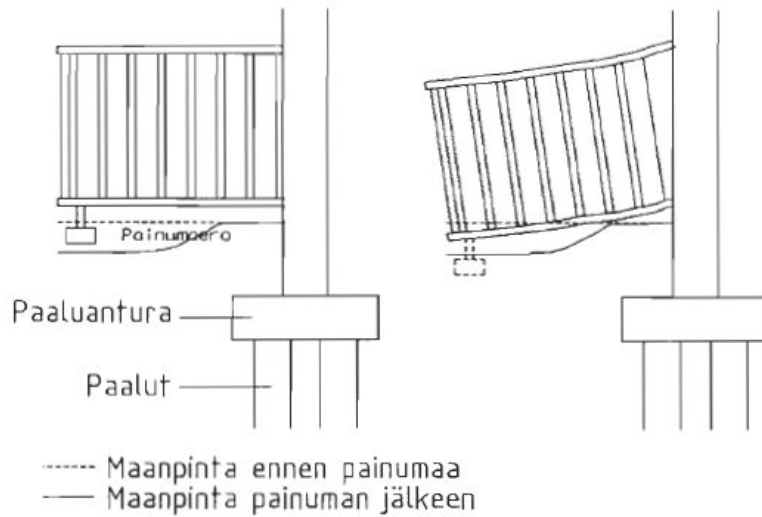


Kuva 25. Molemmista päistään tuetun viemärin suurimpien painumien syntymiskohdat (Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, julkaisu 40, 1984).

Tilanne vastaa myös pohjanvahvistetun kadun ja paalutetun rakennuksen tilannetta, eli painumaerojen syntykohdat ovat samat. Tällöin kadun ja tontin rajalle muodostuu painumaero, joka tukkii viemärin. Ongelma on ratkaistavissa siirtymärakenteella ja ennakokorotuksella.

Maanvaraan osittain perustettavien kevyiden rakenteiden ongelmat ovat lähinnä esteettisiä. Usein nähdään kuvan 26 ja 27 tapauksia, joissa kevytrakenteisen aidan toinen pää on kiinnitetty painumattomaan rakennukseen ja toinen pää painuu pihamaan mukana.





Kuva 26. Periaatekuva paalutettuun rakenteeseen yläpäästään kiinnitetystä kevyestä rakenteesta, jonka toinen pää on painuvalla maalla (Helsingin kaupunki, geotekninen osasto, julkaisu 40, 1984).



Kuva 27. Painunut kevytrakenteinen aita (kuvaaja Sauli Maanpää)

Ongelman ratkaisuksi voidaan esittää erilleen perustamista paalutetusta rakenteesta ja kevennystäyttöä. Toisena ratkaisuna voidaan esittää aidan molempien päätyjen säädettävyyttä jolloin aidan tasaaminen olisi helppoa kunnossapidon yhteydessä.



### 3.2 Yleistä painumalaskennasta

Klassisessa maamekaniikassa kokonaispainuma jaetaan kaavan 3 mukaisiin komponentteihin ja ne yhdessä muodostavat kokonaismuodonmuutoksen.

$$S = s_i + s_p + s_\tau + s_s \quad (3)$$

$S$  = kokonaispainuma

$s_i$  = alkupainuma

$s_p$  = konsolidaatiopainuma (primaaripainuma)

$s_\tau$  = leikkausjännitysten ( $\tau$ ) aiheuttama painuma

$s_s$  = sekundaaripainuma eli jälkipainuma, viruma

Yhtälössä on otaksuttu, että painumalajit tapahtuvat ajassa peräkkäin. Useat havainnot viittaavat kuitenkin siihen, että mahdollisesti kaikki painumisen komponentit tapahtuvat samanaikaisesti.

Alkupainuma tapahtuu välittömästi maan kuormitusta lisättäessä ja usein ne tapahtuvat jo rakennusaikana. Maan tilavuus ei muutu, mutta leikkausmuodonmuutoksia maassa tapahtuu kuormituslisäyksen johdosta. Alkupainuma tapahtuu periaatteessa samaan aikaan kuin konsolidaatiopainuma, joten sitä ei useimmiten lasketa erikseen. Alkupainuman osuus kokonaispainumista on normaalikonsolidoituneelle savelle 10...30% ja ylikonsolidoituneelle savelle 20...50%(Rantamäki, Jääskeläinen, Tammirinne, Geotekniikka, 1979) Alkupainuma on elastoplastista painumaa, painuma palautuu vain osittain jos sen aiheuttanut kuorma poistetaan. Alkupainumalla ei savella ole suurta merkitystä, koska se tapahtuu samaan aikaan tärkeämmän konsolidaatiopainuman kanssa.

Konsolidaatiopainumassa maakerroksen tilavuus pienenee eli maa tiivistyy (konsolidoituu). Tällöin kuormitusten johdosta maahan muodostuu huokosveden ylipaine ja maasta poistuu vettä. Hienorakeisissa maalajeissa konsolidaatiopainuma on hidasta ja kestää pitkään, usein vuosia tai vuosikymmeniä. Mitä suurempi vesipitoisuus maalajilla on, sitä suurempi on konsolidaatiopainuman määrä. Konsolidaatiopainuman nopeuteen vaikuttavat niin maalajin vedenläpäisevyys, vettäjohtavien kerrosten ominaisuudet, kuormituksen määrä ja painuvan kerrostuman paksuus.

Leikkausjännitysten aiheuttama painuma huomioidaan painumalaskennassa pääosin vain tierakenteen mitoituksessa, jolloin varmuus penkereen sortumaa vastaan on vähintään  $F=1.5$  (TIEL 3200276). Kun varmuuskerroin on pienempi, muodostuu rakennuspohjaan vyöhykkeitä, joissa leikkausjännitys savessa kasvaa leikkauslujuuden edellyttämään arvoon, savi plastisoituu. Plastisoitumisen aiheuttama painuma saattaa tapahtua joko pengerrysaikana, odotusaikana tai käyttötilassa. (Tiepenkereen geotekniset laskelmat 1993). Plastisoitumisen laskemiseen vaaditaan numeerisia menetelmiä. Painumien muodostuminen on hyvin hidasta.

Sekundaaripainuma on konsolidaatiopainuman jälkeen tärkein parametri kokonaispainumaa määriteltäessä. Klassisen maamekaniikan mukaan sekundaaripainuma alkaa oletettavasti konsolidaatiopainuman loputtua (huokosvedenpaine  $\Delta u \Rightarrow 0$ ) ja se on luonteeltaan hyvin hidasta. Sekundaaripainuma johtuu maalajin runkoaineen hiipumasta (creep) ja se on voimakkainta turvemailla ja liejuisilla savilla. Hiipumisella tarkoitetaan maakerroksen raerungossa tapahtuvia muutoksia; maarakeiden huokostilan hidasta tiivistymistä ja rakeiden sijainnin ja asennon muuttumista. Tiivistymisen johdosta maakerroksen lujuusparametrit yleensä kasvavat ja kerroksen päällä olevan rakenteen stabiilitteetti lisääntyy (Tiepenkereen geotekniset laskelmat 1993). Nykyään on todettu, että sekundääripainuma alkaa primääripainuman aikana ja se voidaan jakaa kahteen komponenttiin:

- Primaarisen konsolidaation aikana kertynyt sekundaaripainuma primaarisen konsolidaatiovaiheen lopussa
- Sekundääripainuma  $S_s$  primaarisen konsolidaatiovaiheen jälkeen.

Näistä ensimmäisen, primaarisen konsolidaation aikana kerääntyneen sekundääripainuman laskemiseksi ei ole vielä käytännöllistä, ennakoivaa laskentamenetelmää, vaikkakin alustavia laskentamalleja on jo kehitetty (Tielaitos, Maanvarainen tiepenger savikolla, 1994). Primaarisen konsolidaation jälkeen tapahtuva sekundääripainuman laskemiseen käytetään pääasiallisesti Buismanin empiiristä menetelmää:

$$S_s = H C_{\alpha\epsilon} \log(t / t_p) \quad (4)$$

$H$  = painuvan kerroksen paksuus

$C\alpha\varepsilon$  = sekundääripainuman aikakerroin (Saadaan portaittaisesta ödometrikokeesta)

$t$  = aika rakentamisen alusta

$t$  = primaarista konsolidaatioastetta  $U = 90 \dots 95\%$  vastaava aika

Tässä diplomityössä ei suoriteta erillistä alkupainuman laskentaa, koska sen oletetaan sisältyvän katurakenteiden painumalaskennassa konsolidaatiopainumaan ja koska sen merkitys on tässä tilanteessa vähäinen. Lisäksi työssä ei tarkastella katurakenteiden sekundääripainumia, koska kohteissa ei ole määritetty sekundääripainumaparametreja. Myöskään plastisoitumisesta johtuvaa painumaa ei tarkastella.

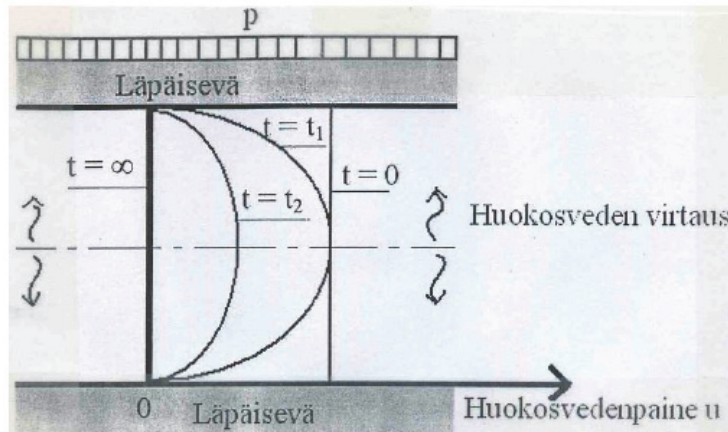
### 3.3 Painumalaskennan teoria

Konsolidaatiopainuman laskennassa oleelliset muuttujat ovat maalajin vesipitoisuus, huokosvedenpaine, pohjavesitaso ja maalajin konsolidaatiotaso. Laskentateorioita on useita mm. Janbu ja Bjerrum. Geocalc-laskentaohjelmassa varsinainen painumalaskenta perustuu Terzaghin yksisulotteiseen konsolidaatioteoriaan vuodelta 1925. Terzaghin mukaan lasketaan konsolidaatiosta aiheuttavaa jännitys pystyjännityksen ja konsolidaatiota vastustavan huokosvedenpaineen mukaan.

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \text{kokonaispystyjännitys} \\ \sigma' &= \text{tehokas pystyjännitys} \\ u &= \text{huokospaine} \end{aligned} \quad (5)$$

Terzaghin konsolidaatioteorian avulla pystytään laskemaan painuman riippuvuus ajasta. Teorian periaate on esitetty kuvassa 28:



Kuva 28. Terzaghin konsolidaatioteorian periaatekuva(Rak-50.2122 Geotekniikan perusteet).

Terzaghin konsolidaatioteorian yhtälö yksisuuntaiselle virtaukselle yksisuuntaisessa muodonmuutostilassa on esitetty kaavassa 6.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_z}{\gamma_w m_v} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$u$  on huokosvedenpaine syvyydellä  $z$  hetkellä  $t$   
 $t$  aika  
 $k_z$  pystysuora vedenläpäisevyys (conductivity)  
 $\gamma_w$  veden tilavuuspaino  
 $m_v$  kokoonpuristuvuuskerroin (compressibility)  
 $c_v$  konsolidaatiokerroin (coefficient of consolidation)  
 $z$  syvyys

(6)

Differentiaaliyhtälö ratkaistaan huokosveden ylipaineen  $u$  suhteen. Tässä työssä painumalaskentaan käytettävässä Geocalc-laskentaohjelmassa perusteoriaan on kuitenkin tehty lisäys(Vepsäläinen & Takala, GEOSUITE-projekti), joka mahdollistaa ajan mukana muuttuvien kuormien (kuormahistorian) ottamisen huomioon. Primaarisen konsolidaation differentiaaliyhtälö on kaavan 7 mukainen.

$$c_v \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} = \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} - \frac{\partial q(z,t)}{\partial t}$$

$$c_v = \frac{kM}{\gamma_w}$$

(7)

$u$  = huokosveden ylipaine

$z$  = syvyys

$t$  = aika konsolidaation alusta

$q$  = pystysuuntainen jakautunut lisäkuorma syvyydessä  $z$  ja ajassa  $t$

$c_v$  = konsolidaatiokerroin

$k$  = vedenläpäisevyyskerroin

$M$  = kokoonpuristuvuusmoduuli

$\gamma_w$  = veden tilavuuspaino

Terzaghin teoria perustuu seuraaviin oletuksiin (Tiepenkerein geotekniset laskelmat 1993):

- Maa on isotrooppinen ja täysin vedellä kyllästynyt
- Huokosvesi ja maapartikkelit ovat kokoonpuristumattomia
- tehokkaiden jännitysten periaate on voimassa
- Kokoonpuristuminen on yksisuuntaista ja muodonmuutokset ovat pieniä
- Huokosveden virtaus noudattaa Darcyn lakia
- Suotovirtausta tapahtuu vain kokoonpuristuman suunnassa eli vertikaalisuunnassa
- Vedenläpäisevyys ja siten myös konsolidaatiokerroin pysyvät vakiona
- Jännitysten ja muodonmuutosten suhde on lineaarinen ja muodonmuutokset ovat palautuvia, siis elastisia
- Jännitykset jakautuvat tasaisesti
- Konsolidaatiojännitysjakauma ei muutu konsolidaation myötä

Painumalaskenta voidaan suorittaa CRS-ödometrikokeista saatavien seuraavien geoteknisten parametrien avulla:

- kokoonpuristuvuusmoduuli  $M$  tai sen parametrit
  - moduuliluku  $m$
  - jännityseksponentti  $\beta$
- konsolidaatiokerroin  $c_v$  ( $m^2/a$ )
- tehokas pystyjännitys  $\sigma'$
- kokoonpuristuvuusindeksi  $C_c$  (vaihtoehtona kokoonpuristuvuusmoduulille)

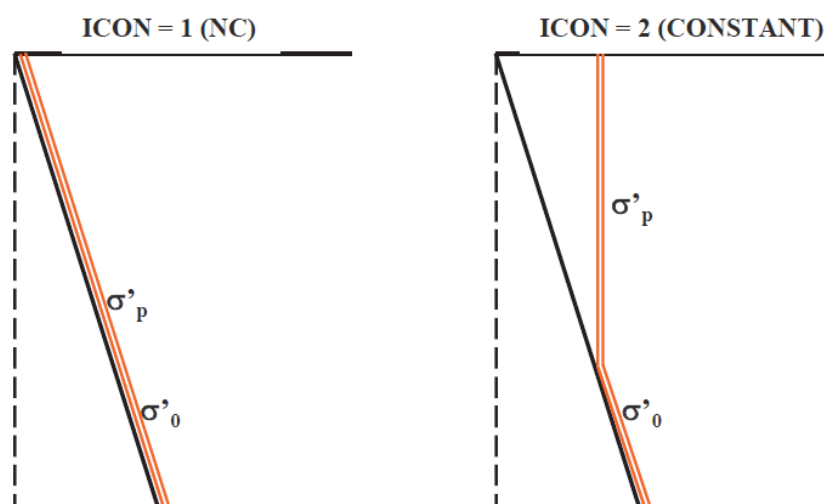
Esikonsolidaatiojännitys on painumalaskennan tärkein parametri. Saven muodonmuutosominaisuuksien, sekä niiden kuvaamiseen käytettävien mallien arvioiminen edellyttää, että tunnetaan niihin mahdollisesti vaikuttaneet mekanismit. Tärkeitä tekijöitä ovat

jännitys- ja aikahistoria sekä rakenteellinen lujittuminen. Esimerkiksi esikonsolidaatiojännitys määritellään monasti suurimpana jännityksenä johon savi on konsolidoitunut. Kuitenkin ödometrikokeesta määritetty esikonsolidaatiojännitys kuvaa saven rakenteellista myötäämistä ja riippuu kaikista edellä esitetyistä tekijöistä. Tämän johdosta se poikkeaa monesti suurimmasta savea kuormittaneesta tehokkaasta jännityksestä. Saven viskoosista ominaisuudesta johtuen esikonsolidaatiojännitys on lisäksi riippuvainen sekä muodonmuutosnopeudesta että lämpötilasta (Länsivaara, 2000). Esikonsolidaatiojännityksen määrittämisen edellytyksenä tulisi olla riittävä määrä ödometrikokeita.

Ödometrikokeesta saatava esikonsolidaatiojännitys  $\sigma'_{cv}$  voidaan painumalaskennassa antaa esimerkiksi seuraavilla viidellä eri tavalla, jotka on sisällytetty Geocalc-laskentaohjelmaan:

1. Normaalikonsolidoitunut kerrostuma
2. Vakio esikonsolidaatiojännitys koko kerroksessa
3. Ylikonsolidaatioasteella, OCR(Over Consolidation Ratio)
4. Ylikonsolidaationa, POP(Pre Overburden Pressure)
5. Vakioarvot esikonsolidaatiojännitykselle kerroksen ylä- ja alareunassa

Normaalikonsolidoitunut kerrostuma(NC) ja vakio esikonsolidaatiojännitys(Constant) koko kerroksessa kuvan 29 mukaisesti.



Kuva 29. Normaalikonsolidoituneen ja vakio esikonsolidaatiojännityksen mallinnus Geocalc-laskentaohjelmassa (Länsivaara, pohjarakentamisen laskentaohjelmat, TTY, 2011).

Ylikonsolidaatioasteen, Ylikonsolidaation ja vapaasti annettavien arvojen mallinnus on esitetty kuvassa 30. Ylikonsolidaatioaste eli OCR(Over Consolidation Ratio), jossa esikonsolidaatiojännitys on annettu luonnontilaisen jännityksen suhteen(näytteen syvyydessä) lasketaan kaavalla 8.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{cv}}{\sigma'_v} \quad (8)$$

OCR = ylikonsolidaatioaste

$\sigma'_{cv}$  = esikonsolidaatiojännitys

$\sigma'_v$  = tehokas pystysuuntainen in situ jännitys

Menetelmä antaa koko savikerrokselle saman konsolidaatioasteen, jolloin esikonsolidaation syvyysriippuvuus on voi olla(täysin) virheellinen varsinkin pintaosissa, joissa esim. kuivuminen on aiheuttanut suurempaa esikonsolidaatiota.

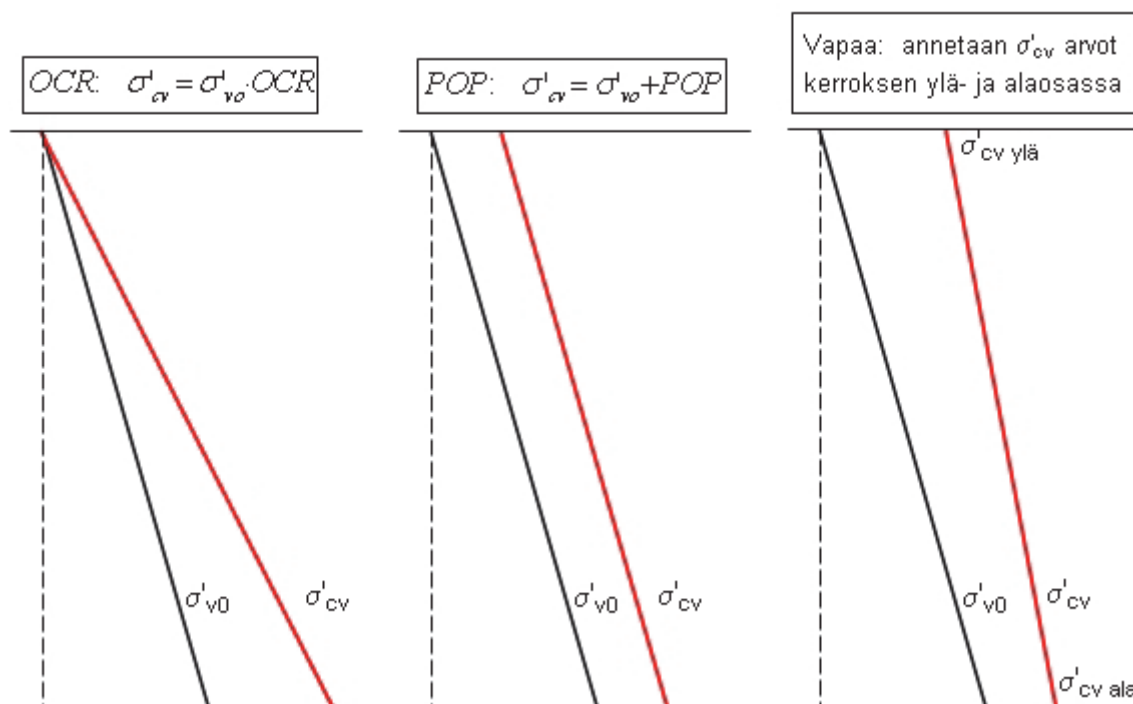
Ylikonsolidaatio POP(Pre Overburden Pressure) määritetään esikonsolidaatiojännityksen ja vallitsevan pystyjännityksen erotuksena(kaava 9). Koska esikonsolidaatiojännityksen arvo suhteessa pystyjännitykseen vaihtelee(Länsivaara, 2000).

$$\text{POP} = \sigma'_{cv} - \sigma'_v \quad (9)$$

POP = ylikonsolidaatio

$\sigma'_{cv}$  = esikonsolidaatiojännitys

$\sigma'_v$  = tehokas pystysuuntainen in situ jännitys



Kuva 30. Ylikonsolidaationasteen(OCR), ylikonsolidaation(POP) sekä vapaasti annettavien arvojen kerroksen ala- ja yläpinnassa esikonsolidaatiomallinnus(Länsivaara, KPO 2000).

### 3.3.1 Vesipitoisuusmenetelmä

Kokoonpuristuvuusindeksi  $C_c$  on kansainvälisesti käytetyin hienorakeisen maan painumaominaisuuksia kuvaava parametri. Sen sovelluksia ovat mm. seuraavaksi esitettävä vesipitoisuusmenetelmä. Kokoonpuristuvuusindeksin mukaista painumalaskentamenetelmää ei itsessään käydä tässä työssä läpi, koska se soveltuu huonosti Suomalaisille saviille.

Suomessa on käytössä kaksi toisistaan poikkeavaa maalajin vesipitoisuuteen perustuvaa laskentamenetelmää. Ensimmäinen teoria perustuu kokoonpuristuvuusindeksin ja maan ominaisuuksien laadittuun yhtälöön, jonka on kehittänyt Helenelund(1951).

Yhtälössä kokoonpuristuvuusindeksiä arvioidaan maan vesipitoisuuden  $w$  ja kertoimen  $k_c$  avulla. Helenelundin mukaan  $k_c$ :n arvo vaihtelee jonkin verran luonnollisen vesipitoisuuden ja juoksurajan( $w_L$ ) välisestä suhteesta(saven herkkyydestä) riippuen; vaihte-



lut pysyvät yleensä rajojen  $0.5 < k_c < 1.5$  välillä. Kokoonpuristuvuusindeksi saadaan kaavalla 9.

$$C_c = k_c \cdot \sqrt{w^3} \quad (10)$$

tällöin muodonmuutokselle saadaan yhtälö:

$$\varepsilon = \frac{k_c \cdot \sqrt{w^3}}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (11)$$

kun lausekkeesta korvataan vielä alku huokosluku  $e_0$  vedellä täysin kyllästyneen maa-kerroksen kiintotiheydellä (oletus  $2.7 \text{ g/cm}^3$ ), saadaan muodonmuutoskaava muotoon:

$$\varepsilon = \frac{0.85 \cdot \sqrt{w^3}}{1 + w \cdot 2.7} \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} = \frac{0.85 \cdot \sqrt{w}}{\frac{1}{w} + 2.7} \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (12)$$

$\varepsilon$  = muodonmuutos

$\sigma'$  = tehokas pystyjännitys

$\sigma'_0$  = tehokas pystysuuntainen alkujännitys

Janbun vesipitoisuuteen perustuva painumalaskentamenetelmä perustuu moduuliluvun vaihteluun vesipitoisuuden funktiona. Janbun(1998) empiirinen kaava vesipitoisuuden perustuvalla painumalaskennalla on seuraava:

$$m_1 = \frac{700}{w} \quad , \quad \beta_1 = 0 \quad (13)$$

$m_1$  = moduuliluku normaalikonsolidoituneella alueella, kun jännitysekspONENTTI  $\beta_1 = 0$

$w$  = saven luonnollinen vesipitoisuus

Kun  $\beta_1 = 0$ , Janbun esittämä tangenttimoduulilauseke supistuu muotoon:

$$M = m \cdot \sigma' \quad \text{epävarmuus } \pm 30\% \quad (14)$$

$M$  = Kokoonpuristuvuusmoduuli, tangenttimoduuli

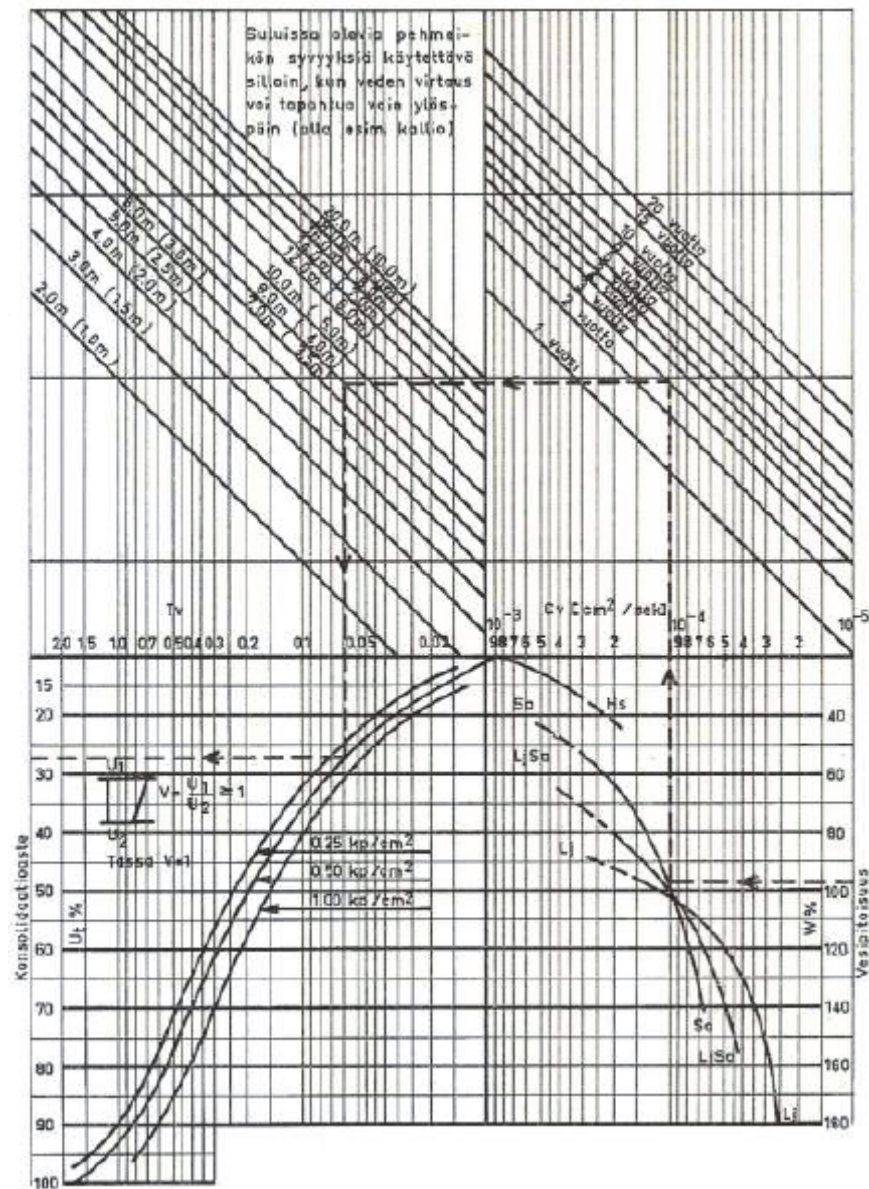
$\sigma'$  = tehokas pystyjännitys

Huomioitavaa Janbun vesipitoisuusmentelmässä ja epävarmuustekijän syyt:

- Jännityseksponentin on oltava nolla
- Empiirinen tutkimus perustuu saviin joiden vesipitoisuus on alle 70%. Suomalaiset savet usein vesipitoisuudeltaan korkeampia

Janbun mukaan kaavalla saatu minimiarvo vastaa savia, joiden esikonsolidaatiojännityksen arvo on pieni, ja maksimiarvo taas sellaisia savia, joiden esikonsolidaatiojännityksen arvo on suuri. Jos vesipitoisuus on esimerkiksi 50% saadaan moduuliluvuksi  $m=14 \pm 4$ . Nämä seikat huomioon otettaessa kaavaa voidaan käyttää myös suomalaisien savien painumalaskelmien alustavissa arvioinneissa. (Länsivaara 2000, Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi)

Aika-painumalaskentaan tarvitsee myös arvioida maakerroksen konsolidaatiokerroin. Konsolidaatiokerroin saadaan määritettyä ödometrikokeesta. Alustavissa laskelmissa konsolidaatiokerroin arvioitiin oheisen taulukon 10 avulla vesipitoisuuteen perustuen.



Taulukko 10. Konsolidaatiokertoimen arvio koheesiomaille vesipitoisuuden perusteella (Kankare E.1970)

### 3.3.2 Tangenttimoduulimenetelmä

Tangenttimoduulimenetelmä soveltuu hyvin Suomen savikoille kuvaamaan maan muodonmuutuskäyttäytymistä. Maakerroksen painumiskäyttäytymistä tietyllä jännitysalueella kuvaavia materiaaliparametreja on kaksi – moduuliluku  $m$  ja jännityseksponentti  $\beta$ . Kokoonpuristuvuusmoduuli  $M$  lasketaan erikseen normaalikonsolidoituneelle osalle ja ylikonsolidoituneelle osalle näiden kahden ödometrikokeesta saatavien parametrien avulla. Kokoonpuristuvuusmoduulia tarvitaan laskettaessa konsolidaatiokerrointa ja

konsolidaatioprosessin nopeutta sekä normaali- että ylikonsolidoituneissa vaiheissa. Janbun(1963) esittämän tangenttimoduuliyhtälön mukaan:

$$M = m_1 \sigma_v \left( \frac{\sigma'}{\sigma_v} \right)^{1-\beta_1} \quad \text{kun } \sigma' > \sigma'_p \quad \text{Normaalikonsolidoituneelle osalle (15)}$$

$$M = m_2 \sigma_v \left( \frac{\sigma'}{\sigma_v} \right)^{1-\beta_2} \quad \text{kun } \sigma'_0 < \sigma' < \sigma'_p \quad \text{Ylikonsolidoituneelle osalle (16)}$$

$M$  = tangenttimoduuli(kPa)

$m$  = moduuliluku(ödometrikokeesta)

$\beta$  = jännityseksponentti(ödometrikokeesta)

$\sigma'$  = tehokas pystyjännitys (kPa)

$\sigma_v$  = referenssijännitys(100 kPa)

Parametrien määrittäminen perustuu mitatun jännitys-kokoonpuristumakuvaajan käyränsovittukseen. Tällöin on joillakin savilla mahdollista saada jännityseksponentin arvoksi jopa luokkaa  $\beta = -2$  olevia arvoja. Näin suuria negatiivisia arvoja tulisi kuitenkin pyrkiä välttämään, koska moduuli kasvaa suurilla jännityksillä tällöin usein aivan liian suureksi. Suurten negatiivisten jännityseksponenttien käyttäminen lisää myös painumalaskennan virheiden riskiä(Länsivaara, 2000). Joten ödometrikokeista saatuja moduulilukua ja jännityseksponenttia tulisi käyttää vain sillä jännitysvälillä, mistä ne on määritetty. Usein niitä käytetään kuvaamaan koko maakerroksen parametrejä ja laskenta ei vastaa todellista kokoonpuristuvuuskuvaa vaan painumat ovat huomattavasti suurempia. Negatiivisilla jännityseksponentin arvoilla on aina syytä olla erityisen huolellinen ja muistaa tarvittaessa sitoa moduuliluku konsolidaatiojännitykseen(Länsivaara, pohjarakentamisen laskentaohjelmat, TTY, 2011) Geocalc- ohjelmassa moduuliluvun sitominen tapahtuu helposti materiaalimäärittäksessä ja näin ollen virhe on helposti vältettävissä.

Pystymuodonmuutokset lasketaan myös erikseen normaali- ja ylikonsolidoituneissa tiloissa. Pystymuodonmuutokset lasketaan tangenttimoduulimenetelmällä seuraavien kaavojen 17 ja 18 mukaan(Janbu 1963):

Normaalikonsolidoitunut osa,  $\sigma' > \sigma'_p$ , parametrit  $m_1$  ja  $\beta_1$  :

$$\varepsilon_{zp} = \frac{1}{m_1 \beta_1} \left[ \left( \frac{\sigma'}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} - \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} \right]$$

$$\varepsilon_{zp} = \frac{1}{m_1} \ln \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_p} \right) \quad \text{kun } \beta_1 = 0$$
(17)

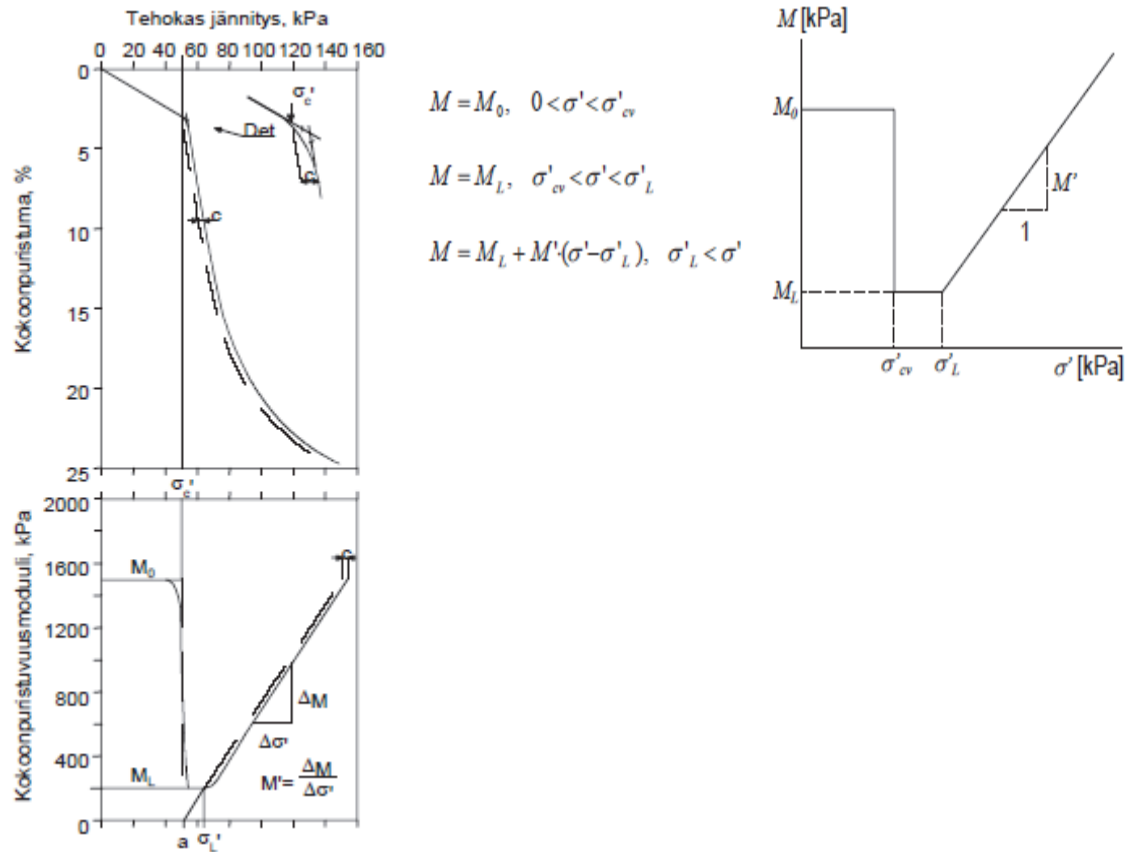
Ylikonsolidoitunut osa,  $\sigma'_0 < \sigma' < \sigma'_p$ , parametrit  $m_2$  ja  $\beta_2$  :

$$\varepsilon_{zp} = \frac{1}{m_2 \beta_2} \left[ \left( \frac{\sigma'}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} - \left( \frac{\sigma'_0}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} \right]$$

$$\varepsilon_{zp} = \frac{1}{m_2} \ln \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad \text{kun } \beta_2 = 0$$
(18)

### 3.3.3 Ruotsalainen painumanlaskentamenetelmä

Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä perustuu CRS ödometrikokeiden jatkuvan kokoonpuristuvuusmoduulikuvaajan hyödyntämiseen. Ruotsalaisessa menetelmässä kokoonpuristuvuusmoduulikäyrä jaetaan kolmeen osaan oheisen esimerkin mukaisesti (LiVi, Tien geotekninen suunnittelu, 2012).



Kuva 31. Kokoonpuristuvuusmoduuliarvojen suoraan soveltamiseen perustuvan painu-  
malaskennan periaate ja konsolidaatiojännityksen redusointi(Larsson, 1986).

Kuvasta 31 nähdään, että ylikonsolidoituneella alueella käytetään vakioduulia  $M = M_0$ . Heti esikonsolidaatiojännityksen jälkeen, ja ennen rajajännitystä  $\sigma'_L$  käytetään myös vakioduulia  $M = M_L$ . Tämän jälkeen käytetään lineaarisesti kasvavaa moduulia,

moduulikäyrän kaltevuuden ollessa  $M'$ . Ruotsalaisessa käytännössä käytetään

$M'$ :lle nimitystä kokoonpuristuvuusmoduuliluku. On syytä huomata, että

se ei yleisesti ole sama kuin moduuliluku  $m$  edes jännitysekspONENTIN arvolla

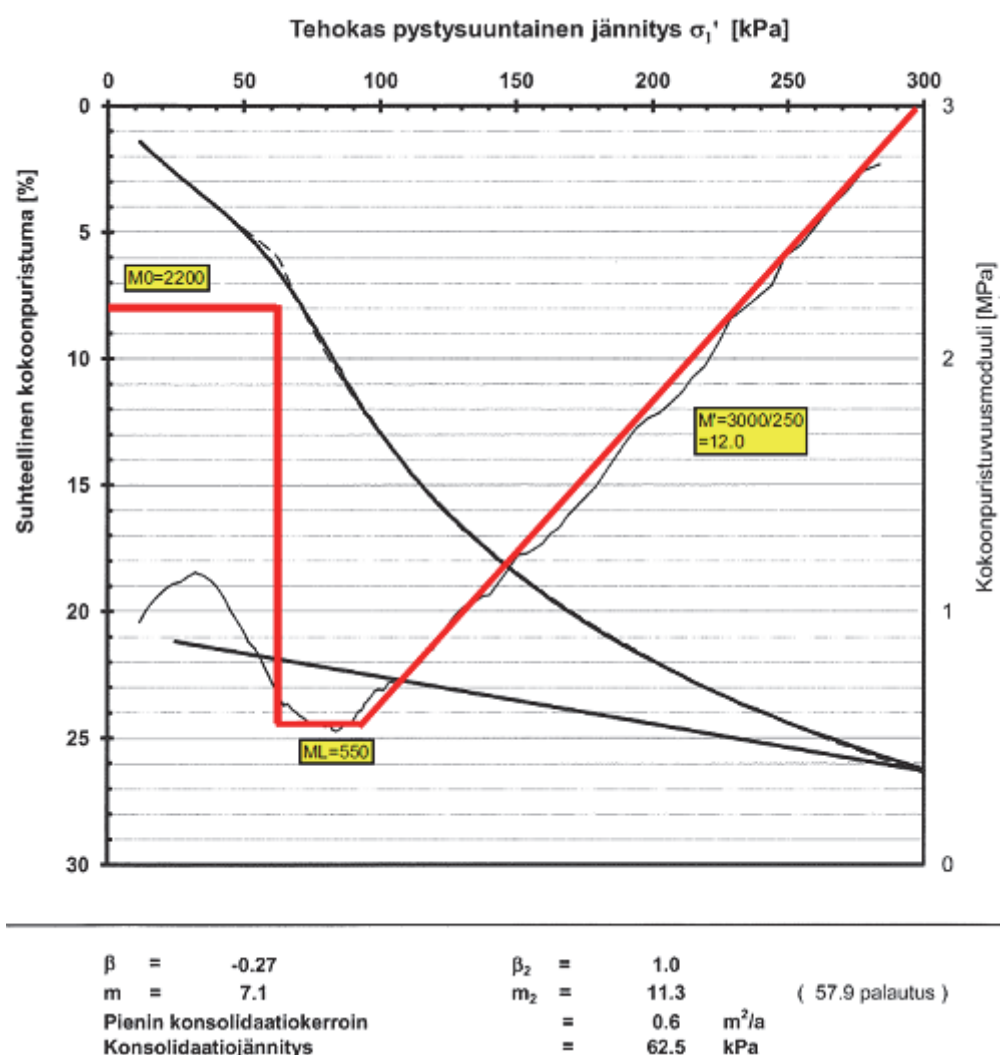
$\beta = 0$ . Parametrit ovat yhtenevät ainoastaan kun  $\sigma'_L = \sigma'_{cv}$  ja  $\beta = 0$ (Länsivaara, 2000).

Suhteellinen kokoonpuristuma lasketaan tangenttimoduulin lausekkeen ja kuvassa 31 esitettyjen yhtälöiden avulla(Länsivaara, 2000):

$$\varepsilon = \frac{\sigma'_{cv} - \sigma'_0}{M_0} + \frac{\sigma'_L - \sigma'_{cv}}{M_L} + \frac{1}{M'} \ln \left( \frac{M'(\sigma' - \sigma'_L)}{M_L} + 1 \right)$$

(19)

Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä soveltuu hyvin sensitiivisille saviille ja siten olisi suositeltavaa käytettäväksi myös Suomessa. Menetelmän etuna on lisäksi se, että kun alin käytettävä kokoonpuristuvuusmoduuli on annettu, ei laskennassa synny samaa mahdollista virhettä kuin tangenttimoduulimenetelmässä. Ruotsalaisten arvojen tulkinta ödometrikokeen käyrästä on suhteellisen helppoa. Vakiomoduulin määrittäminen ylikonsolidoituneelle oli helppoa, koska jännitysekspONENTTI  $\beta_2 = 1.0$ , jolloin kokoonpuristuvuusmoduuli kerrotaan vain vertailujännityksen kanssa esimerkiksi oheisen kuvan 32 arvoilla:  $M = m_2 \times 100 \text{ kPa} = 22 \times 100 \text{ kPa} = 2200 \text{ kPa}$ .



Kuva 32. Esimerkki ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän arvojen tulkinnasta CRS-ödometrikotuloksesta.

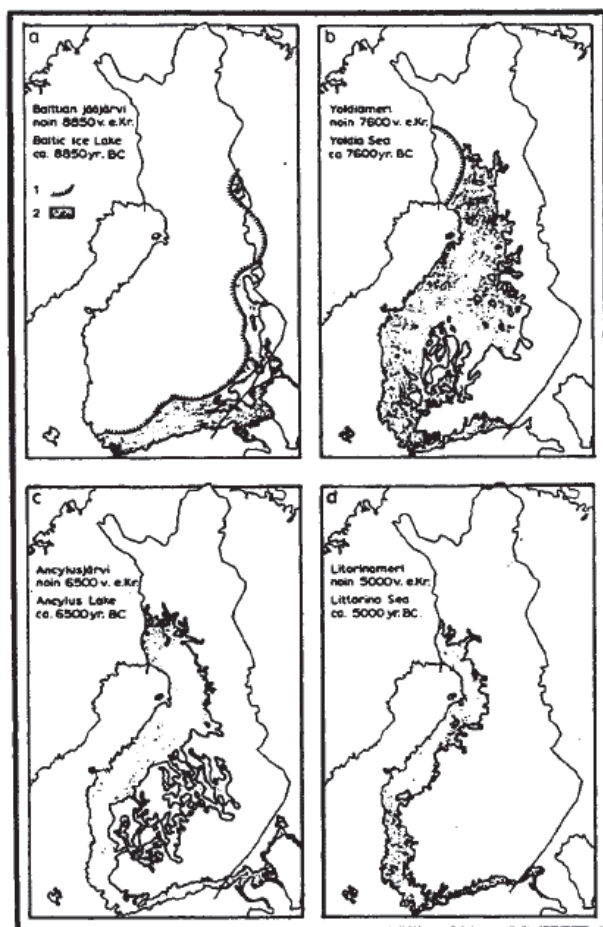
## 4 POHJATUTKIMUSTULOKSET

Pohjatutkimustulokset on esitetty karttojen ja leikkausten osalta liitteissä. Toijaisten alueesta pohjatutkimukset etenivät samaan tahtiin kunnallistekniikan suunnittelun kanssa. Toijaisten alueesta laadittiin tutkimuskartta ja kairausleikkaukset esitettiin suoraan kunnallistekniikan pituusleikkauksissa. Skanssin alueesta laadittiin tutkimuskartta ja erillisiä maaperäleikkauksia. Tutkimuskartoissa esitetään suoritettut pohjatutkimukset ja niiden sijainnit, sekä pehmeikköjen paksuudet käyrästä. Lisäksi Skanssin alueesta laadittiin värillinen maaperäkartta 1:2000. Molemmista kohteista on annettu sanallinen kuvaus koheesiomaakerroksista ja esitetty geotekniset parametritaulukot, joiden mukaan on suoritettu painumalaskentoja eri vaiheissa.

Yleisesti voidaan todeta, että molempien kohteiden maanäytteistä pystyttiin näkemään alueen pehmeikköjen kehityshistoria, kuten se on esitetty lähialueella aikaisemmin tehdyissä tutkimuksissa: Maanpinnasta alkaen ensin on runsaasti orgaanista ainesta sisältävää Litorina/Postlitorina-savea pinnalla, niiden alla Ancyclus- ja Yoldia-kerrostumia ja pohjalla moreenin päällä on alle metrin kerros mannerjäätikön lähellä laskeutunutta kerrallista savea (Jouko Niemelä (toimittaja), Carl-Göran Sten, Matti Taka ja Boris Winterhalter, Turun-Salon seudun maaperä, 1987). Päävaiheet on esitetty kuvassa 33. Savikerrostumatyyppit siis alueella ovat maanpinnasta alaspäin (Teiden pehmeikkötutkimukset, Tielaitos 1998):

- Litorina-mereen suolaiseen veteen noin 7000 vuotta sitten laskeutunut, melko homogeeninen, humuspitoinen, muttaman metrin paksuinen savikerros.
- Ancyclus-järveen makeaan veteen noin 9000 vuotta sitten laskeutunut homogeenien melko ohut savikerros
- Yoldia-ereen kylmään hyvin vähäsuolaiseen veteen noin 10000 vuotta sitten laskeutunut kerrallinen, vähän humusta sisältävä savikerros
- Baltian jääjärveen kylmään makeaan veteen noin 13000 vuotta sitten laskeutunut kerrallinen hyvin vähän humusta sisältävä savi-silttikerros.





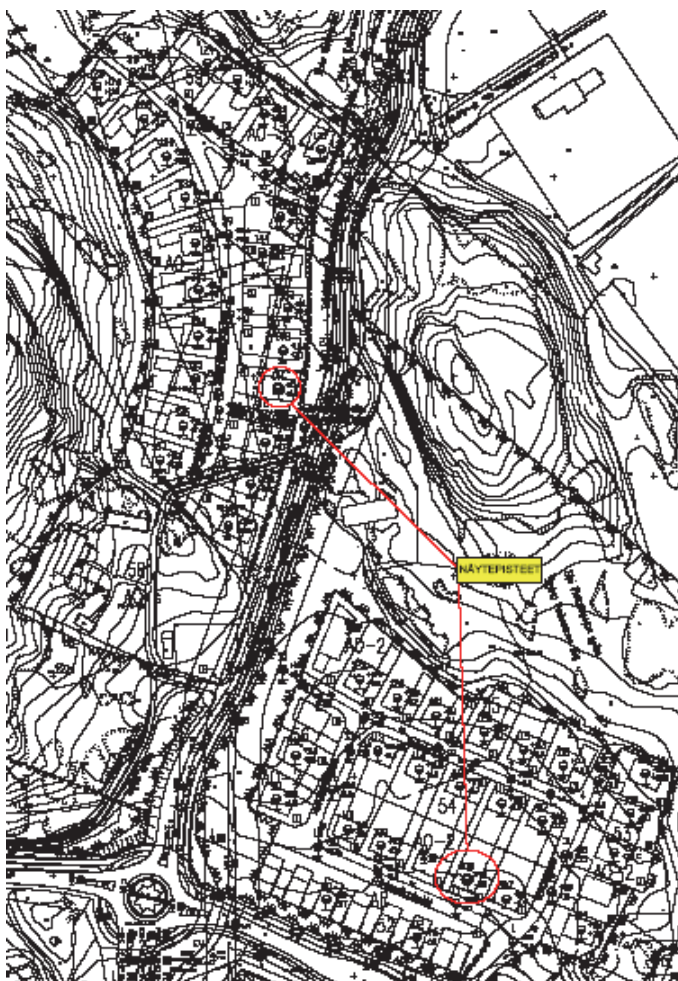
Kuva 33. Itämeren kehityksen päävaiheet (Teiden pehmeikkötutkimukset, 1998).

#### 4.1 Maaperä ja pohjaolosuhteet Toijaisten kaava-alueella

Suunnittelualue on osin peltoa ja osin metsää. Katualueet sijoittuvat suurimmaksi osaksi peltoalueille. Maanpinta viettää loivasti molemmin puolin Toijaistentietä kohti kaakkoa ja on länsipuolella tasovälillä +15...+18 ja itäpuolella tasovälillä +8...+12. Alue rajoittuu lännestä, idästä ja pohjoisesta kallioalueisiin, jotka kohoavat korkeimmillaan tasolle +43. Alueiden välissä kulkeva Toijaistentie on alueiden kohdalla tasovälillä +10...+18.

Katualueet ovat pääosin savialuetta. Savikerrokset ohenevat kohti kalliorinteitä ja ovat syvimmillään alueiden eteläreunoilla noin 8...10 metriä. Saven syvyydet on esitetty käyrästäönä tutkimuskartassa, joka on liitteenä. Saven suljettu leikkauslujuus on pienimmillään ollut 8 kPa. Häiriintyneiden näytteiden vesipitoisuudet ovat olleet suurimmillaan 70%. Häiriintymättömissä näytteissä todettiin savikerrostuma nuoreksi kerrok-

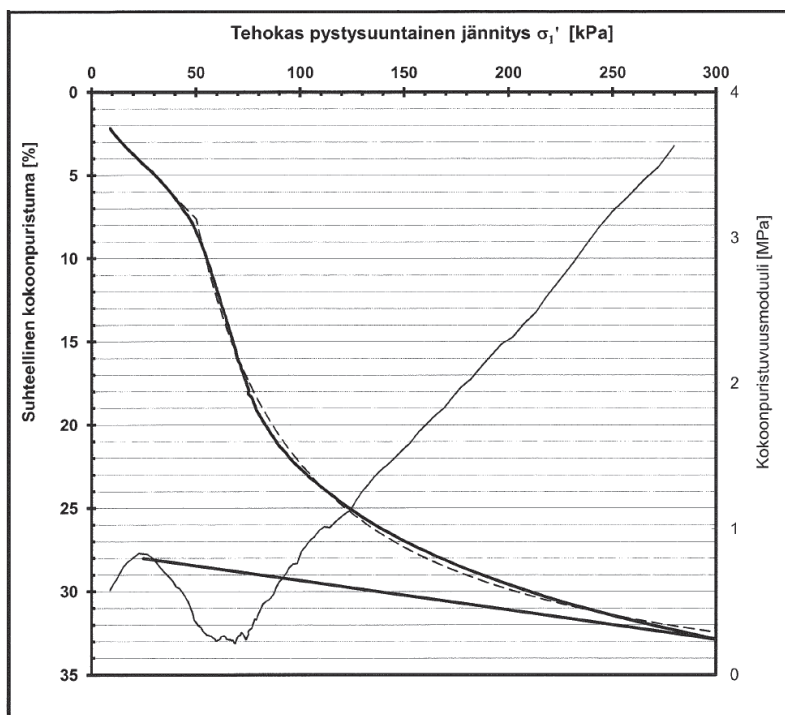
selliseksi lihavaksi savikoksi, koska näytteet sisälsivät kaislaa ja silttipitoisia kerrostumia/juovia. Savi on sensitiivistä ja runsaasti kokoonpuristuvaa. Savikerrostuman alla on tiivis ja kivinen hiekkamoreenikerrostuma johon kairaukset ovat pääosin jääneet. Kairausvyvydet ovat olleet 1.2...15.3 metriä nykyisestä maanpinnasta. Maaperä on runsaasti routivaa ja pohjavesi virtaa kallioalueilta tasoittuen kuivakuorisaven alarajaan. Pohjatutkimukset ja häiriintymättömien näytepisteiden sijainnit on esitetty kuvassa 34.



Kuva 34. Toijaisten alueen pohjatutkimukset(SM Maanpää Oy)

Häiriintymätön näytteenoton suoritus oli todella haastavaa saven suuren häiriintymis-herkkyyden vuoksi. Savessa olevat kaislat, juuret ja silttijuovat toimivat vettäjohtavina, joten saven häiriintyminen niin näytteenotossa kuin kuljetuksessa ja kokeiden suorituksessa oli mahdotonta välttää. Oletettavasti näytteiden laatuluokka aleni osittain B-luokkaan. Näytteiden asettelu ödometrimuotteihin tuotti vaikeuksia ja näytteitä jouduttiin retusoimaan, jotteivät kaislat ja juuret aiheuttaisi liian äkillistä huokosvedenpaineen muutosta. Tämä näkyy selvästi ödometrikokeiden käyrien heikkona tulkittavuutena ja

arvojen suurina heittoina per näyte. Osa kokeista jouduttiin hylkäämään ja uusimaan. Kuvassa 35 on esitetty pisteen 141 syvyydeltä 4.17-4.34m tehdyn CRS-ödometrikokeen kokoonpuristuvuuskäyrä. Kuvasta voidaan todeta, että ylikonsolidaation raja saavutetaan noin 7-8% suhteellisella kokoonpuristumalla. Normaalisti hyvänlaatuisessa näytteessä ylikonsolidaation raja saavutetaan noin 4% kokoonpuristumalla. Näyte on selvästi häiriintynyt jos suhteellinen kokoonpuristuma on 10% tai yli.

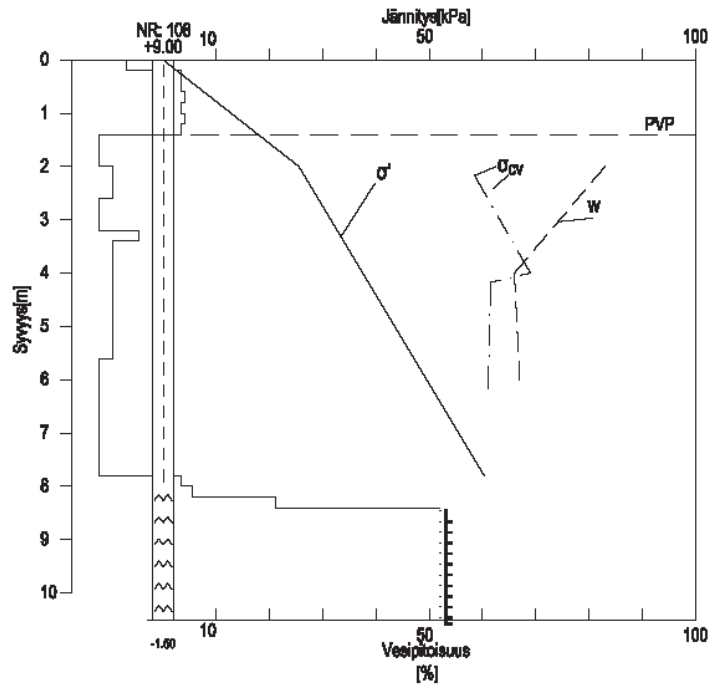


Kuva 35. Pisteen 141, syvyydeltä 4.17-4.34 tehdyn CRS-ödometrikokeen kokoonpuristumakäyrä.

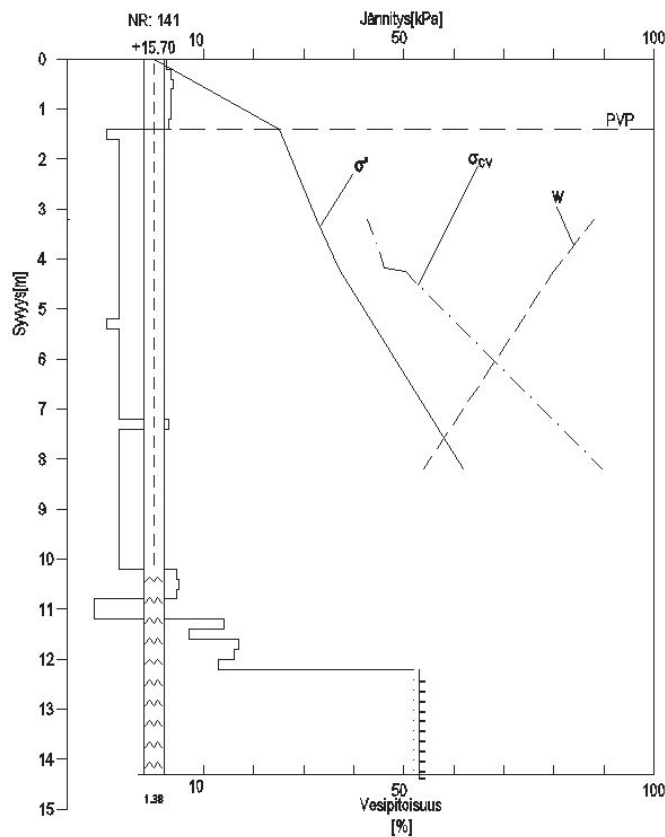
Ödometrikokeen nopeutena käytettiin 0.0010 mm/min, joka on suositusten mukaisesti sopiva kyseisille sensitiivisille saville. Tulosten huonon tulkittavuuden vuoksi, tuloksia jouduttiin myös korjaamaan vastaamaan paremmin vallitsevia olosuhteita. Ylikonsolidoituneen osan moduuliluku tulkittiin kokeen palautusjännityksen mukaan jakamalla saatu jännitysluku kahdella. Moduuliluku sidottiin jännitykseksponenttiin jännitykseksponentin negatiivisen arvon vuoksi.

Esikonsolidaatiojännityksen mallintamisen valintaa varten luotiin kuvaaja, johon kuvattiin ödometrikokeista saatu esikonsolidaatiojännitys, maaperän tehokas jännitys ja vesipitoisuus syvyyden funktiona. Kuvassa 36 on esitetty itäisen puolen pisteen 108 kuvaaja

ja kuvassa 37 on esitetty läntisen alueen kuvaaja pisteestä 141. Molemmista tulkittiin kyseisen savialueen esikonsolidaatiojännitys.



Kuva 36. Esikonsolidaation mallintamiseen käytetty kuvaaja pisteestä 108.



Kuva 37. Esikonsolidaation mallintamiseen käytetty kuvaaja pisteestä 141.

Pisteelle 108 laaditun kuvaajan perusteella syvyysvälille 1.5...3.5m voitaisiin esikonsolidatio mallintaa ylikonsolidaation avulla(POP). Syvyysvälillä 3.5...8.0m taas vakioarvo soveltuisi esikonsolidaation mallinnukseen. Piste 141 osalta päätettiin antaa esikonsolidaation arvot kerroksen ylä- ja alapinnassa. Vertailuksi laskettiin myös savikerrokset normalikonsolidoituneina. Normaalikonsolidoitunutta laskentaa tukivat tulosten suuri tulkinnanvaraisuus.

Kaikki Toijaisten painumalaskelmissa käytetyt geotekniset laskentaparametrit on esitetty liitteessä 1. Oheisena on taulukko 11 käytetyistä parametreista.

Näytteen laatu/ luokka	Näyte- piste	Syvyys [m]	Maalaji- arvio	w [%]	$\gamma$ [kn/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{cv}$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	$m_1$	$\beta_1$	$m_2$	$\beta_2$	$c_v NC$ [m <sup>2</sup> /a]	$c_v OC$ [m <sup>2</sup> /a]	Konsolidaation mallinnus	POP
Häiritty/B-C	52	0-0.5	liSa	34	18.5									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		1.0-2.0	liSa	46	17									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		3.0-4.0	liSa	43	17.5									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		4.0-5.0	liSa	43	17.5									Norm. kons.	
Häiritty/B-C	54	0-0.5	liSa	28	19									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		1.0-2.0	saHkMr	13	20									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		2.0-3.0	HkMr	14	20									Norm. kons.	
Häiritty/B-C	58	0-0.5	laSa	40	18									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		1.0-2.0	liSa	50	17									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		3.0-4.0	liSa	49	17									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		5.0-6.0	liSa	54	16.5									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		7.0-7.6	liSa	56	16.5									Norm. kons.	
Häiritty/B-C	59	0-0.5	liSa	33	18.5									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		1.0-2.0	liSa	59	16.5									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		3.0-4.0	liSa	70	16									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		5.0-6.0	liSa	66	16									Norm. kons.	
Häiritty/B-C		7.0-8.0	liSa	67	16									Norm. kons.	
Häiriintymätön/A(B)	108	2.00-2.17	liSa	81	15.0	62.5	25.5	7.1	-0.27	11.3(28.95)	1.0	0.8	1.5	POP	32
Häiriintymätön/A(B)	108	2.17-2.34	liSa	86	14.7	58.5	25.5	6.6	-0.46	9.7(26.85)	1.0	2.8	?	POP	32
Häiriintymätön/A(B)	108	4.00-4.17	liSa	66	15.9	69.1	37.5	8.9	-0.35	7.0(30.95)	1.0	0.6	3	POP	32
Häiriintymätön/A(B)	108	4.17-4.34	liSa	59	16.3	61.5	37.5	8.8	-0.44	8.9(34.6)	1.0	0.7	?	POP	32
Häiriintymätön/A(B)	108	6.17-6.34	liSa	68	15.9	61.1	49.5	8.0	-0.49	6.3(31.05)	1.0	0.3	2	Vakio	
Häiriintymätön/A(B)	141	3.00-3.17	liSa	88	14.7	42.7	32.3	8.0	-0.45	3.7(30.05)	1.0	0.5	2	POP	10
Häiriintymätön/A(B)	141	4.00-4.17	liSa	80	15.3	46.2	37	9.8	-0.19	3.9(36.4)	1.0	0.6	1.25	POP	10
Häiriintymätön/A(B)	141	4.17-4.34	liSa	78	15.2	50.3	37	6.7	-0.97	7.7(28.15)	1.0	0.2	3	POP	10
Häiriintymätön/A(B)	141	8.17-8.34	liSa	54	16.7	89.7	62	7.2	-0.68	9.3(35.9)	1.0	0.5	1.25	POP	27

Taulukko 11. Toijaisten geotekniset laskentaparametrit.

## 4.2 Maaperä ja pohjaolosuhteet Skanssin kaava-alueella

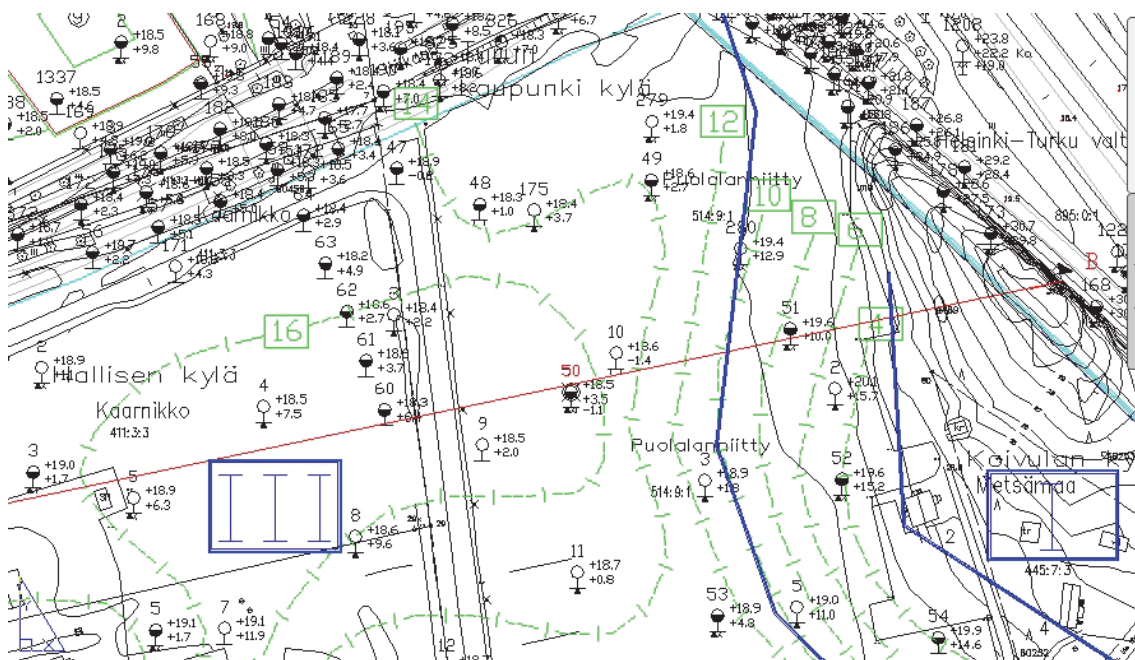
Suunnittelualue on pääosin vanhaa viljelemätöntä peltoniittyä. Alueen maanpinta laskee kohti keskustaa, muodostaen alueen keskelle vetisen ”altaan”. Maanpinta alueella on noin tasovälillä +18...+26. Alueen länsireunalla oleva harjuaalue kohoaa noin tasolle +33 ja Skanssinmäki luoteessa tasolle +42. Länsireunalla oleva kalliomäki kohoaa korkeimmillaan noin tasolle +44.

Alue on lähes kokonaisuudessaan savialuetta. Alueen keskellä savi on liejumaista (humuspitoisuus yli 2%) ja kuivakuorta ei juuri ole. Määritettyjen savipitoisuuksien (rakeisuuden) perusteella alueella on niin laihaa kuin lihavaa savea (laSa, liSa, ljliSa). Siipikairauksella mitattu suljettu leikkauslujuus on ollut noin 10 kPa. Savikerroksessa lujuus kasvaa pohjaa kohti noin 1 kPa/m. Saven lujuus pinnassa kasvaa hieman kohti kaava-alueen reunoja ja reuna-alueille on kehittynyt paikoin yli metrin kuivakuorisavi. Savikerroksen paksuudet on esitetty tutkimuskartassa käyrästönä. Savea on paikoin 20 metriä. Saven vesipitoisuudet häiriityissä näytteissä ovat olleet välillä 60–90%. Savi on kuormitusten johdosta runsaasti kokoonpuristuvaa. Savikerrostumassa oli häiriintymättömissä näytteissä havaittavissa selvää kerroksellisuutta. Kuivakuoren alapuolelta noin 5-6 metrin syvyyteen asti, savikerros oli liejuista lihavaa savea, jonka jälkeen rakenne tiivistyi ja muuttui tasalaatuisemmaksi. Savien alla on kerroksellista ja paikoin löyhää kitkamaata (harjun ”lieve”) ennen tiivistä ja kivistä moreenia. Harjun ”lieve” painuu savikerroksen alle ja saven alaisen kitkamaakerroksen paksuudet ovat suurimmillaan yli 20 metriä alueen länsireunalla. Kallion pintoja ei ole varmistettu poraamalla. Alueen maalajeista on laadittu maaperäkartta ja maaperäleikkauksia, jotka ovat tämän raportin liitteinä.

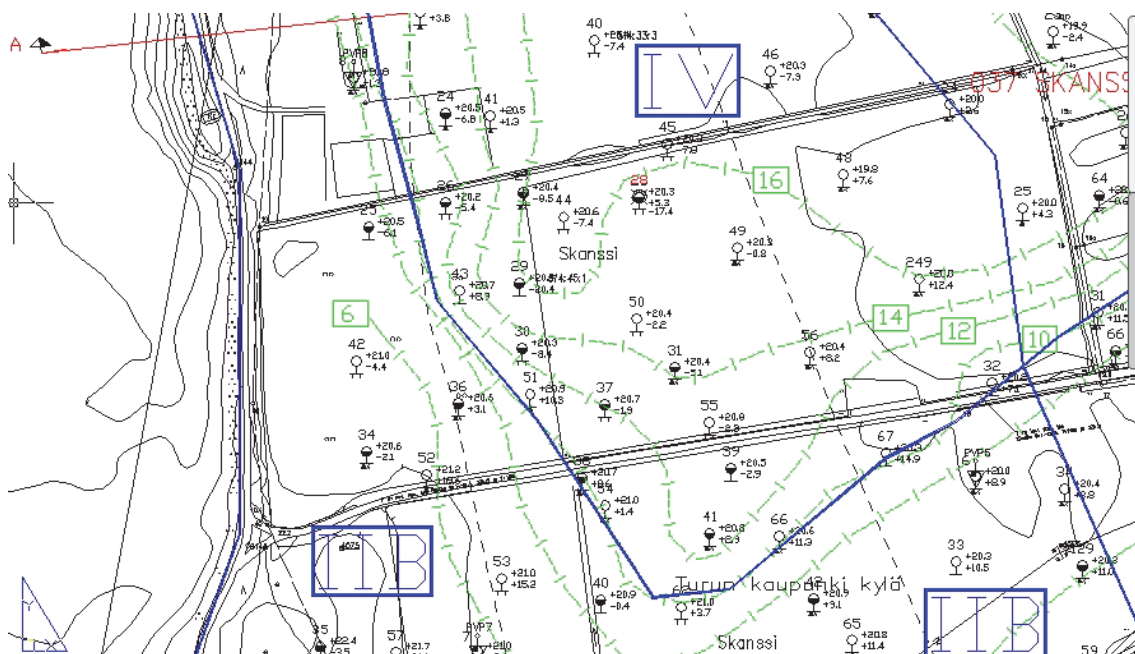
Maaperä on routivaa ja pohjavesi on alueella tasovälillä +17...+20. Pohjavesi on alueen itäreunalla lievästi paineellista.

Laaditusta tutkimuskartasta on esitetty otteita oheisissa kuvissa 38 ja 39. Kokonaisuudessaan tutkimuskartta ja maaperäkartta ovat liitteenä.





Kuva 38. Ote Skanssin alueen tutkimuskartasta(SM Maanpää Oy).



Kuva 39. Ote Skanssin alueen tutkimuskartasta(SM Maanpää Oy).

Skanssin alueelle laaditun kaavaluonnoksen pohjalta pidettiin välittömästi palaveri Turun ympäristö- ja kaavoitusviraston ja SM Maanpää Oy:n välillä. Palaverissa käsiteltiin tulevia haastavia rakennusolosuhteita Skanssin alueella joita kaavoittajan olisi syytä ottaa huomioon kaavan laadinnassa. Kaavaluonnoksessa mm. alueen koulukeskus oli sijoitettu syvimmän savikerrostuman alueelle ja sitä suositeltiin siirrettäväksi parempien pohjaolosuhteiden alueelle. Lisäksi käsiteltiin liittymäproblematiikkaa, joka aiheutuisi

rakennusten välittömästä liittymisestä katualueeseen. Painumaero olisi havaittavissa muutamassa vuodessa ja saattaisi aiheuttaa ongelmaa ilman kunnallistekniikan vahvistuksia. Palaverissa käsiteltyjen asioiden jälkeen kaavaluonnos suunniteltiin uudelleen vastaamaan paremmin alueen pohjaolosuhteita. Kuvassa 39 on esitetty alustava kaavaluonnos ennen palaveria ja kuvassa 40 palaverin jälkeen laadittu kaavaluunnos.



Kuva 40. Skanssin kaavaluonnos ennen pohjatutkimusten suoritusta.



Kuva 41. Skanssin kaavaluonnos pohjatutkimusten jälkeen.



#### 4.2.1 Skanssin maanäytteiden laboratoriokokeet

Skanssin häiriintymättömistä näytteistä tehtiin kattavat ödometrikoesarjat TTY:n maa- ja pohjarakenteiden laboratoriossa talvella 2013 – keväällä 2014. Kokeet suoritettiin häiriintymättömien näytepisteiden numero 8 ja 50 näytesarjoille. Sarjat olivat noin syvyyksiltä 2, 4, 6, 8 ja 10 metriä. Heti näytteidenoton alussa todettiin, ettei pisteen 50 alueelta saada häiriintymätöntä näytettä syvyydeltä 2m. Maaperä oli saven, hiekan ja siltin sekoitusta ja näytteet eivät jääneet näytteenottoimeen. Pisteen häiritystä näytteestä määritetty vesipitoisuus oli 76%, humuspitoisuus 2.7% ja rakeisuus osoitti maalajin olevan liejuista lihavaa savea. Pisteen 8 1.6...2.0 metrin näytteissä oli havaittavissa samanlaisia siltti/hiekkajuovia ja herkkää häiriintymistä, kuten kuvassa 42 on nähtävissä.

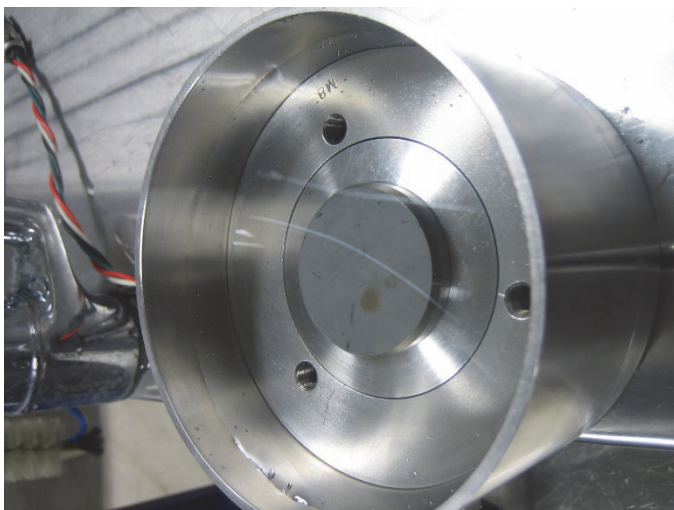


Kuva 42. Pisteen 8 häiriintymätön näyte syvyydeltä 1.6...1.8m.

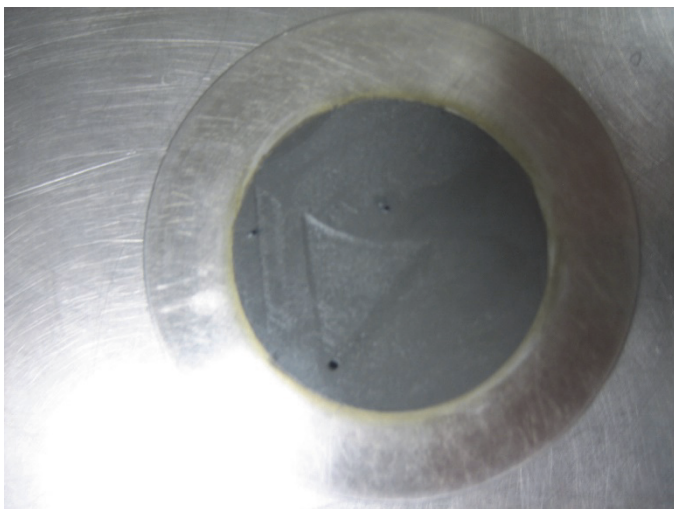
Näytteet olivat laadultaan hyviä, mutta maalajissa olevat juovat, juuret ja epätasaisuudet aiheuttivat ongelmia saada niistä hyviä ödometrinäytteitä. Kuvan 43 tapauksessa siltti/hiekkapallo näytteen keskellä leikkautui irti kokonaan näytettä muotoiltaessa. Näytteen asettelu oli silloin aloitettava alusta. Juuristot ja juovat, joita näkyy kuvissa 44 ja 45, aiheuttivat kokeisiin äkillisiä huokosvedenpaineen laskuja ja kuvaajista tuli huonoja. Näytteitä jouduttiin uusimaan huomattavasti.



Kuva 43. Ödometrinäytteen muotoilua, epäonnistunut näyte. Piste 8, syvyys 1.6...1.8.



Kuva 44. Ödometrinäyte astiassa. Näytteessä pystysuora silttijuova ja humusta. Piste 8, syvyys 1.8-2.0m.

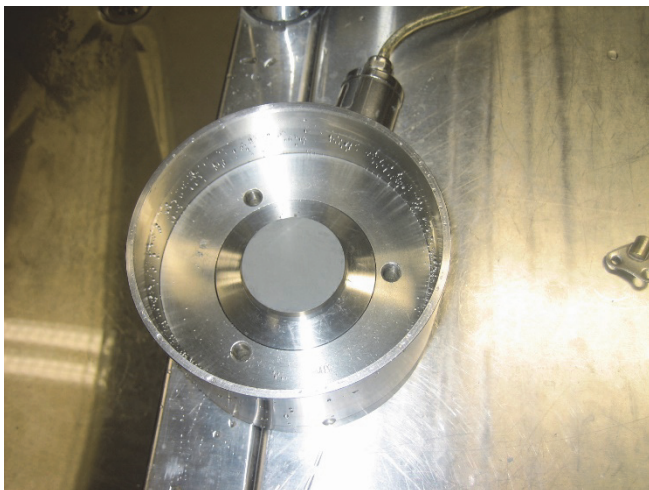


Kuva 45. Näytteessä juurireikiä. Piste 8, syvyys 3.8-4.0m.

Näytteet 5...6 metrin syvyydestä olivat laadultaan hieman tasalaatuisempia. Alemmissa näytteissä savilaatu homogenisoitui ja näytteiden työstäminen helpottui huomattavasti. Kuvan 46 näyte 7.8-8.0 metrin syvyydeltä oli erittäin homogeeninen ja näytteen käsittely oli helppoa. Näytteisiin ei jäänyt reikiä ja tarvetta uusinnolle ei ollut. Kuvissa 47 ja 48 on esitetty muotin asettamista astiaan veden alle ja tukikehikon asentamista muotin ympärille.



Kuva 46. Onnistunut ödometrinäyte. Piste 50, syvyys 7.8-8.0



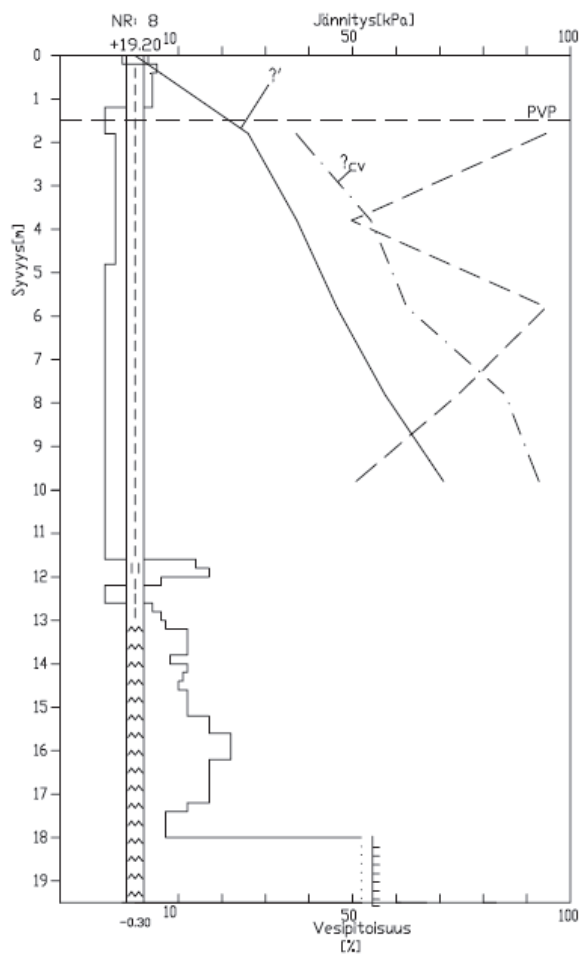
Kuva 47. Muotti asetettu astiaan. Piste 50, syvyys 7.8-8.0



Kuva 48. Näytteen ympärille asennettu tukimuotti

Näytteiden käsittelyn aikana muodostui hyvä käsitys savikerrostuman lajittuneisuudesta eri ajan kerrostumiksi ja miten epähomogeeninen materiaali savi on. Eri syvyyksiltä tehdyistä kokeista pystyttiin kuitenkin määrittämään suhteellisen luotettavasti painumalaskentaan tarvittavat parametrit. Luotettaviin tuloksiin päästiin, kun koemäärä tuplattiin alkuperäisestä.

Esikonsolidaatiojännityksen mallinnukseen päädyttiin käyttämään POP:a laaditun kuvaajan mukaisesti, joka on esitetty kuvassa 49. Tehtyjen kokeiden mukaan savikerrostuman arvot jaettiin kahteen eri tasoon. Pisteellä 8 taso sijoittui noin 6 metrin syvyyteen maanpinnasta ja pisteellä 50 noin 5 metrin syvyyteen maanpinnasta



Kuva 49. Piste 8 esikonsolidaatiojännityksen määrittämiseen piirretty kuvaaja.

Ödometrikokeiden tulokset on esitetty oheisessa taulukossa 12. Ylikonsolidoituneen osan moduuliluku osoittautui kokeissa aivan liian pieneksi. Moduuliluvut laskettiin(esitetty taulukossa suluissa) palautusvaiheen jännityksestä jakamalla kokeista saatu luku kahdella. Konsolidaatiokerroimet ylikonsolidoituneelle alueelle arvioitiin käyrästä esikonsolidaatiojännityksen avulla. Ödometrikaavakkeeseen tulostuu aina kuormituksen aikana pienin konsolidaatiokerroin normaalikonsolidoituneella alueella. Oikea konsolidaatiokerroin tarkistettiin vielä käyrältä erikseen, ettei normaalikonsolidoituneen alueen arvo ollut huomattavan alle keskiarvon.

Näyte- piste	Syvyys [m]	Maalaji- arvio	w[%]	$\gamma$ [kn/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{cv}$ [kPa]	$\sigma_v$ [kPa]	$m_1$	$\beta_1$	$m_2$	$\beta_2$	$c_v$ NC [m <sup>2</sup> /a]	$c_v$ OC [m <sup>2</sup> /a]	POP	POP KA
8	1.6-1.8	ljliSa	90.8	14.6	42.1	26	7.8	-0.43	6.4(35.15)	1.0	0.5	2	16.1	
8	1.8-2.0	ljliSa	98.1	14.1	31.9	26	7.93	-0.61	10.3(32.25)	1.0	0.5	2	5.9	
8	3.6-3.8	ljliSa	47.4	16.9		37.2								13.78
8	3.8-4.0	ljliSa	52.1	16.8	54.2	37.2	10.6	-0.49	10.7(44.3)	1.0	0.7	2.5	17	
8	5.8-6.0	ljliSa	94.5	14.6	62.5	46.4	4.4	-1.30	11.5(28.35)	1.0	0.2	3	16.1	
8	7.6-7.8	liSa	75.4	15.5		57.4								
8	7.8-8.0	liSa	73.2	15.5	85.1	57.4	6.6	-0.69	8.2(32.45)	1.0	0.6	1.8	27.7	24.80
8	9.6-9.8	liSa	47.8	16.9		70.9								
8	9.8-10.0	liSa	53.8	16.6	92.8	70.9	6.5	-0.40	10.4(31.55)	1.0	0.8	2.7	21.9	
50	3.4-3.6	ljliSa	82.0	16.7	46.6	33.8	9.7	-0.29	3.6(35.6)	1.0	0.7	1.5	12.9	
50	3.8-4.0	ljliSa	107.5	14.2	45.3	35.4	6.5	-1.00	6.6(26.6)	1.0	0.2	1.2	9.87	11.36
50	5.6-5.8	ljliSa	85.4	14.8	70.7	45.4	3.8	-1.32	11.6(26.9)	1.0	0.2	1.5	25.3	
50	5.8-6.0	ljliSa	82.4	15.2	70.3	45.4	4.5	-1.10	10.4(23.85)	1.0	0.3	1.7	24.9	
50	7.6-7.8	liSa	67.8	15.4		56.4								
50	7.8-8.0	liSa	70.1	15.6	87.6	56.4	3.3	-1.54	15.2(29.05)	1.0	0.4	1.8	31.2	32.22
50	9.4-9.6	liSa	70.4	15.7	113.7	66.1	3.4	-1.30	10.8(26.6)	1.0	0.6	1.8	47.6	
50	9.8-10.0	liSa	76.0	15.2		66.1								

Taulukko 12. Skanssin ödometrikokeiden tulokset. Parametreilla suoritettiin tarkennetut painumalaskelmat.

## 5 LASKELMAT

Laskelmien lähtötietoihin oli pohjatutkimuksista saatu maaperän geotekniset parametrit ja pohjavesipinnan taso. Laskennat suoritettiin kaksivaiheisina. Ensin vesipitoisuuden perusteella alustavina ja toisessa vaiheessa ödometrikokeiden tulosten perusteella. Laskennan pohjaksi tarvittiin lisäksi maaperäleikkauksia alueilta, joihin painumamallit luotiin Geocalc-laskentaohjelmalla. Toijaisten alueella leikkauksina käytettiin suoraan suunniteltujen katujen pituusleikkauksia. Skanssin kaava-alueella käytettiin laadittuja maaperäleikkauksia alueesta.

### 5.1 Kuormitukset

Liikenneviraston geotekninen suunnittelu(2012) – ohjeen mukaan kuormituksia määrittäessä on huomioitava mahdollisuuksien mukaan kaikki käytön aikana rakenteeseen kohdistuvat kuormat, joita voivat olla:

- liikenne, ajoneuvo- ja raideliikenne
- rakenteen omapaino, sillat ja alikulut
- maan paino, luonnotilaisen ja täyttömaan tilavuuspainot
- vedenpaino ja –paine, orsi- ja pohjavesi ja niiden mahdollinen aleneminen.
- negatiivinen vaippahankaus paalutetussa rakenteessa
- rakenteista aiheutuvat siirtymät
- rakennuspaikan maan heikosta vakavuudesta aiheutuvat maan siirtymät

Tierakenteita suunniteltaessa pyritään huomioimaan mahdollisimman kattavasti toteutuksesta aiheutuvat ja muut työn aikana vaikuttavat kuormitukset, joita voivat olla:

- työkoneet
- työn tekemisestä aiheutuvat siirtymät
- pohjaveden alennus
  - huokosylipaine



Maa- ja rakennekerrosten tilavuuspainot kuormat on määritetty Liikenneviraston geotekninen suunnittelu(2012)-ohjeen mukaan. Maakerrosten tilavuuspainoina on käytetty alustavissa laskelmissa vesipitoisuuteen perustuvaa arviota savimailla(kuva 50) ja kitkamaalajeilla LiVi:n laatimista taulukosta 14 kairausvastuksen perusteella arvioitua tilavuuspainoa. Häiriintymättömistä näytteistä on savelle myöhemmin määritetty tarkempi tilavuuspaino laboratoriossa. Kitkamaan arvona on käytetty samaa arviota, kuin alustavissa laskelmissa. Kuivakuorisavelle on oletettu tilavuuspainoksi 18 kN/m<sup>3</sup>. Rakennettujen maa- ja murskepenkereiden tilavuuspainona käytetään 20 kN/m<sup>3</sup> pohjavedenpinnan yläpuolella taulukon 13 mukaisesti.

materiaali	$\rho$ [tn/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_d$ [MN/m <sup>2</sup> ]	lujuus <sup>1)</sup>
Maapenkereet (Mr, Hk, Sr)	2,65	18...22	10...13	20...100 <sup>2)3)</sup>	$\varphi = 32...39^\circ$ ; $c=0$
Louhepenkereet	2,65	15...18	9...11	100...150 <sup>2)</sup>	$\varphi = 45^\circ$ ; $c=0$
Kuivakuorisavesta tehdyt penkereet	2,70	18...20	8...10		$\varphi = 25...32^\circ$ ; $c=2...5 \text{ kPa}$
Sitomattomat päällys- rakennekerrokset	2,65	19...22	11...13	70...160 <sup>2)3)</sup>	$\varphi = 40...42^\circ$ ; $c=0$
Läjäytysmassat	2)	18	8	2)	2)

1) leikkauskestävyysskulman ja koheesion arvot ( $\varphi, c$ ) edustavat vakavuusanalyysissä käytettävää arvoa

2) riippuu käytettävästä materiaalista

3) riippuu tiiveydestä

Merkinnät taulukossa:

$\rho$  on kiintotiheys

$\gamma$  on tilavuuspainorakenteessa

$\gamma'$  on tehokastilavuuspaino veden pinnan alapuolella

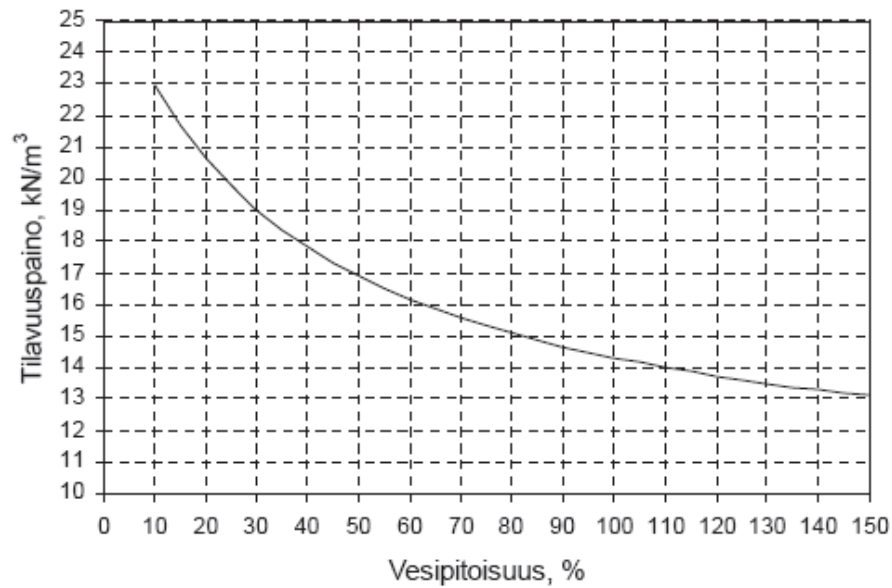
$E_d$  on kokonpuristuvuus tiivistettynä rakenteessa

$\varphi$  on leikkauskestävyysskulma [aste]

$c$  koheesio [kPa].

Taulukko 13. Rakennusmateriaalien ominaisarvoja[LiVi, Tien geotekninen suunnittelu, 2012]





Kuva 50. Veden kyllästämien hienorakeisten maalajien tilavuuspainon arviointi vesipitoisuuden perusteella, kun maa-aineksen kiitotiheys on  $\rho_s=2700 \text{ kg/m}^3$ [LiVi, Tien geotekninen suunnittelu, 2012]

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> ) pohja- vedenpinnan		Leik- kaus- kestä- vyys- kulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutos- parametri		Kairausvastus		
		Ylä- puo- lella	Ala- puo- lella		$m$	$\beta$	Puris- tin- kairaus $q_c$ (MPa)	Paino- kairaus $P_k/0,2$ $m$	Hei- jari- kai- raus $L/0,2$ $m$
Sora	Löyhä	17 ... 19	10 ...	34	300 ... 600	0,5	< 5,5	10 ... 25	5 ... 10
	Keski- tiivis			37	400 ... 800	0,5	5,5 ... 12	25 ... 50	10 ... 20
	Tiivis	18 ... 20	12	40	600 ... 1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Hyvin löyhä	16 ... 19	10 ... 12	... 34	(300)* 300 ... 600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17 ... 20	10 ... 12	... 36	(100...250)* 600 ...	0,5	> 10	40 ... 100	20 ... 60
	Keski- tiivis	18 ... 21	11 ... 13	... 38	800 ...	0,5	-	> 100	60 ... 140
	Tiivis	19 ... 23	11 ... 14	... 40	1200 ...	0,5	-	Lyömäl- lä	> 140

Taulukko 14. Kairausvastukseen perustuva lujuus- ja muodonmuutosparametrien arviointi soralla ja moreenilla[LiVi, Tien geotekninen suunnittelu, 2012]

Ohjeen mukaan konsolidaatiopainuman laskennassa ei tule huomioida liikennekuormaa. Pohjavedenpinnan aleneminen on otettava huomioon kuormituslisäyksenä, eli jos pohjaveden pinta alenee metrin, vastaa se 0.5 metrin pengerkuorman lisäystä.

Kuormituksina pyrittiin käyttämään pengerkuormaa. Pengerkuorman korkeuden säätelyllä voitiin huomioida mahdollinen pohjaveden luonnollinen alenema alueella kuormituksen lisäyksenä. Pengerkuorma on ohjelman erikoistapaus mielivaltaisesta nauha-kuormasta ja kuormituksesta aiheutuva pystyjännityksen jakauma lasketaan ohjelmassa Boussinesqin avulla. Kuormitukselle määritettiin historia eli kuorman lisäys tapahtui vaiheittain rakentamisen johdosta lineaarisesti.

## 5.2 Toijaisten kaava-alue

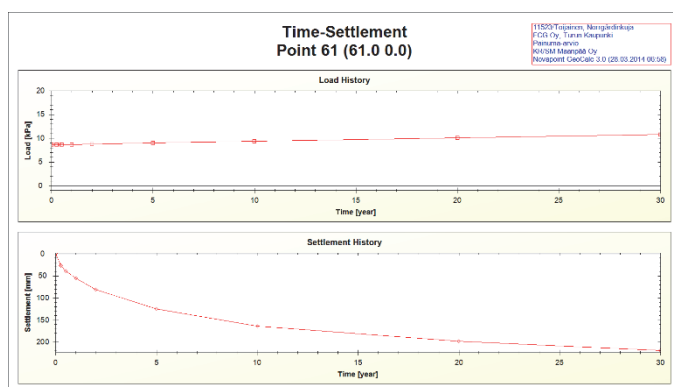
Toijaisten kaava-alueen alustavat, vesipitoisuuteen perustuvat painumalaskelmat suoritettiin kesällä 2012. Tarkennettu painumalaskenta suoritettiin ödometrikokeiden jälkeen talvella 2012. Kaikkien laskentamallien tulokset on esitetty taulukossa 15. Vesipitoisuuteen perustuvat laskelmat suoritettiin Janbun vesipitoisuusmallin mukaan ja kokoonpuristuvuusmoduuliin perustuvat laskelmat suoritettiin tangentialmoduuli-menetelmällä ja vertailuksi ruotsalaisella painumalaskentamenetelmällä. Painumamallit luotiin FCG Oy:n suunnittelemiin katujen pituusleikkauksiin, jotka ovat työn liitteenä. Koska suunnitellut katujen tasaukset kulkivat lähes nykyisessä maanpinnassa, huomioitiin painumalaskennassa, että tulevat katurakenteet ovat leikkauksessa. Pohjaveden pinta oletettiin asettuvan rakentamisen jälkeen putkikaivantojen tasojen mukaan ja se huomioitiin kuormituksessa pengerkuorman kokonaisarvossa.

TOIJAISTEN RINNE						
	PAINUMA 5V.[mm]			PAINUMA 20V.[mm]		
KATU	VESIPITOISUUS	TANG.MOD.	RUOTS.	VESIPITOISUUS	TANG.MOD.	RUOTS.
Södergårdinkuja	200	150	160	320	230	280
Norrgårdinkuja	150	120	125	270	200	215
Rintapellonlenkki	150-200	70	100	200-350	200	130
Wahalankatu	170-250	100	100	300-400	170	130

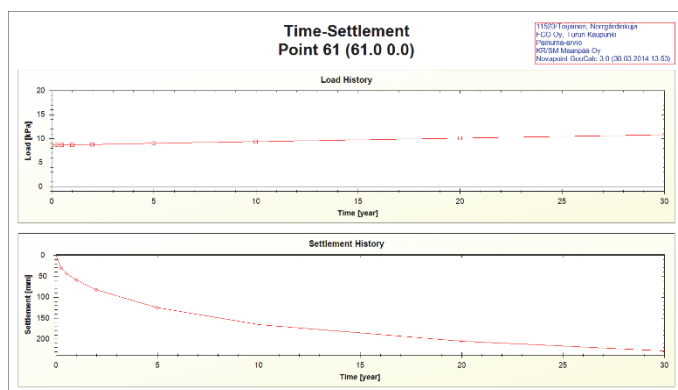
Taulukko 15. Toijaisten katujen painuma-arviot.

Rintapellonlenkin ja Wahalankadun paalutus ja katujako muuttui kesken suunnittelun, siksi maksimipainuman määrittäminen on haarukoitu.

Kuvassa 51 ja 52 on esitetty tangenttimoduulin ja ruotsalaisen laskennan painumakäyrät ja laskelmiin laadittu kuormitushistoria. Kuormitushistoriassa oletettiin kadun rakentamisen täyteen kuormaan kestävän noin puoli vuotta. Tangenttimoduulimenetelmässä moduuliluku sidottiin esikonsolidaatiojännitykseen, koska jännityseksponenttien arvot olivat normaalikonsolidoituneella alueella negatiivisia.



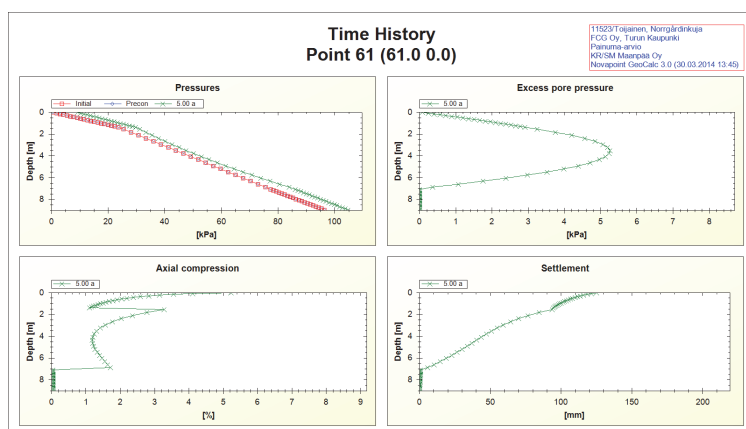
Kuva 51. Tangenttimoduulimenetelmän mukainen painumakäyrä ja kuormitushistoria.



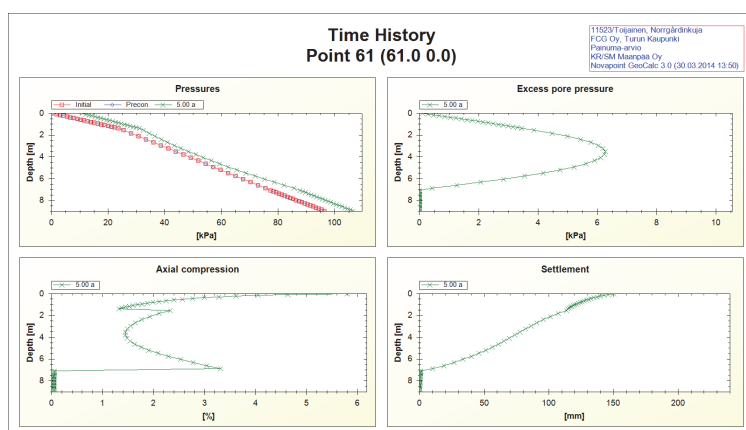
Kuva 52. Ruotsalaisen menetelmän mukainen painumakäyrä ja kuormitushistoria.

Kuvissa 53 ja 54 on esitetty jännitysten muodostuminen, huokosvedenpaineen kehittyminen tangenttimoduulin ja ruotsalaisen menetelmän mukaan painuma-ajan hetkellä 5 vuotta. Ruotsalaisen menetelmän kokoonpuristuvuus-kuvaaja osoittaa hieman suurempaa kokoonpuristumaa pehmeän saven kerroksessa ja suurempaa kuormituksesta syntynyttä huokosvedenpainetta, kuten painumakuvaajasta oli tulkittavista. Tulosten ollessa lähes yhteneväiset, voidaan todeta, että molemmat laskentamenetelmät soveltuvat koh-

teeseen. Molempien menetelmien parametrien valinnassa oli kuitenkin hankaluuksia ödometrikokeiden tulosten tulkittavuuden vuoksi.



Kuva 53. Tangenttimoduulimentelmän mukaiset kuvaajat

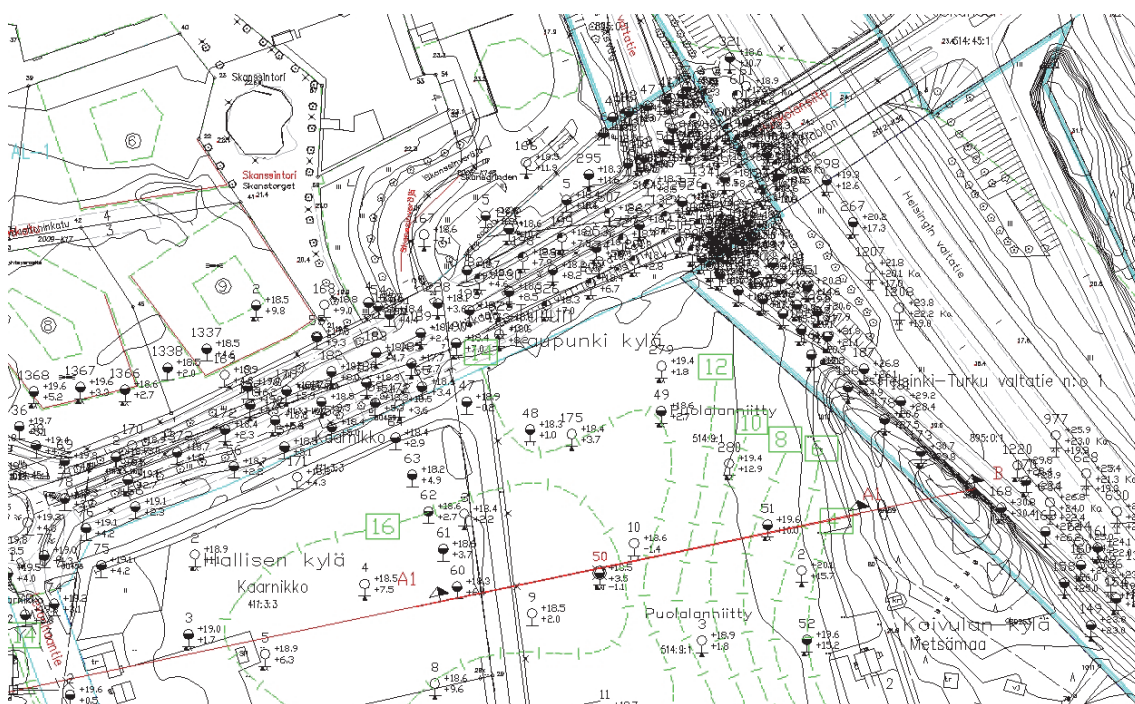


Kuva 54. Ruotsalaisen menetelmän mukaiset kuvaajat

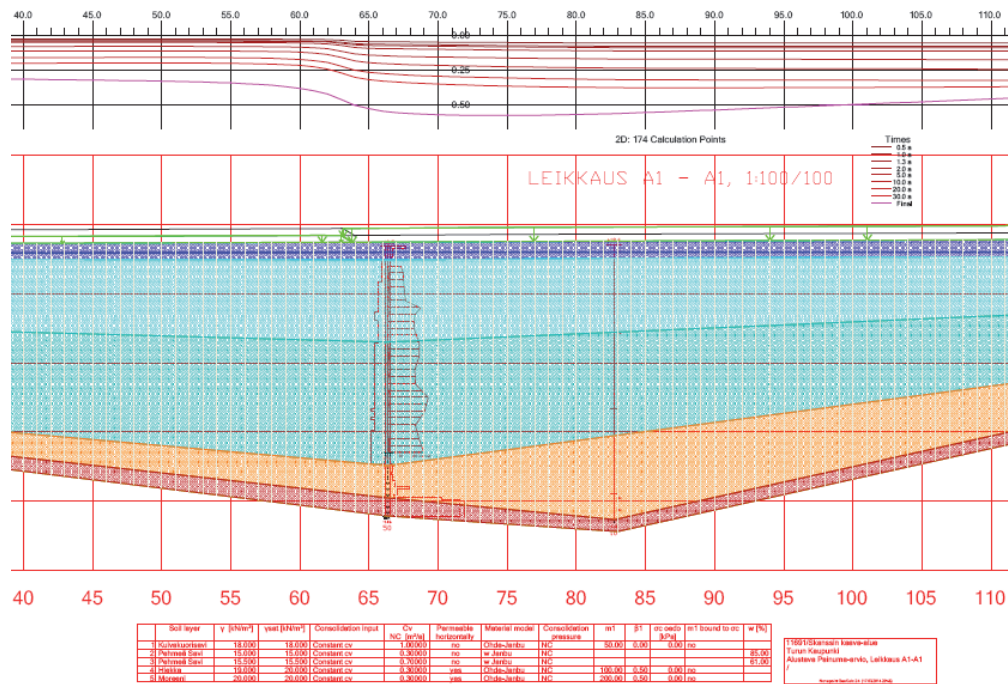
Alustavien painumalaskelmien mukaan alueelle määritettiin pohjanvahvistusta tarvittavan yhteensä yli 1000 katumetriä. Painumat vaikuttivat suurilta ja niiden mukaan toimivaa kunnallistekniikan rakennetta olisi mahdoton rakentaa ilman vahvistuksia. Vahvistavaksi valikoitui alustavasti stabilointi, jolla suunniteltiin saatavan toimiva rakenne. Stabilointia oli käytetty aiemmassa vaiheessa Toijaisten alueen rakentamista. Savimaalle tulevaa kuormitusta päätettiin kuitenkin keventää kevennysmateriaalilla painumien vähentämiseksi. Päätös tehtiin tarkennettujen painumalaskelmien jälkeen. Painumat olivat huomattavasti pienemmät ja rakenteiden toimivuus ei vaarantuisi. Kun kunnallistekniikka perustettaisiin myös pääosin kokonaan painuvaksi, liittyminen tonteilta olisi toimivampaa ja rajakohtiin ei syntyisi painumaeroja.

### 5.3 Skanssin kaava-alue

Skanssin ensimmäiset alustavat painumalaskelmat suoritettiin rakennettavuusselvityksen teon yhteydessä häirittyjen näytteiden vesipitoisuuksien perusteella. Painumaleikkausten sijainnit pyrittiin valitsemaan siten, että alueen painumista saataisiin hyvä yleiskuvaus. Kuvassa 55 on esitetty painumaleikkauksen A1-A1 sijainti. Kuvassa 56 on esitetty leikkauksen A1-A1 pohjalle luotu alustava painumalaskentaleikkaus. Painumat laskettiin niin Janbun kuin Helenelundin teorioiden mukaan ja maksimit on esitetty oheisessa taulukossa 16. Kuormituksena käytettiin tasaista puolen metrin ja yhden metrin pengerkuormaa.



Kuva 55. Leikkauksen A1-A1 sijainti.



Kuva 56. Leikkauksen A1-A1 alustava painumalaskenta.

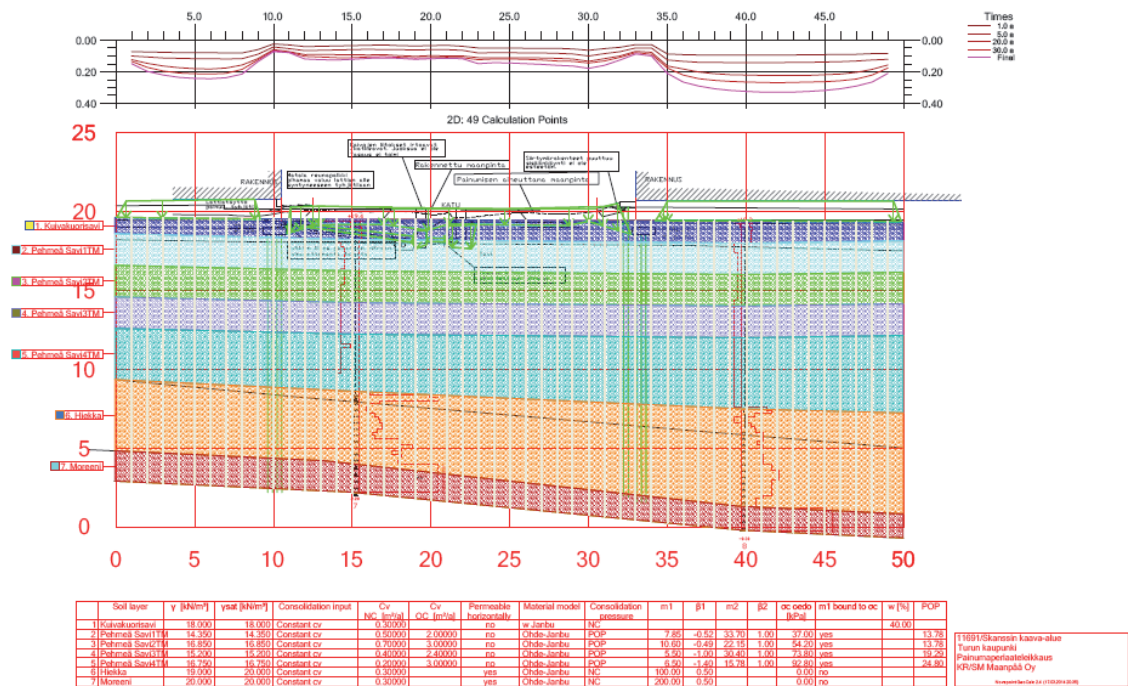
	Täyttöpaksuus[m]		Täyttöpaksuus[m]	
Menetelmä	Janbu		Helenelund	
Saven paksuus[m]	0.5	1	0.5	1
5	150	250	100	200
10	200	300	150	250
15	250	350	200	300
Painumat [mm] 30 vuodessa				

Taulukko 16. Skanssin alustavat painumat.

Helenelundin teorian mukaisilla laskelmilla saatiin pienempiä painuma-arvoja suhteessa Janbun menetelmään. Sama tilanne voitiin todeta Toijaisten alustavista laskelmista. On todettu, että Janbun menetelmä antaa suuremmat painumat kuin Helenelundin. Myös TKK:n havainnot puoltavat suurempia kokoonpuristuvuusindeksin arvoja kuin mitä Helenelundin yhtälö antaa (Länsivaara, pohjarakentamisen laskentaohjelmat, TTY, 2011).







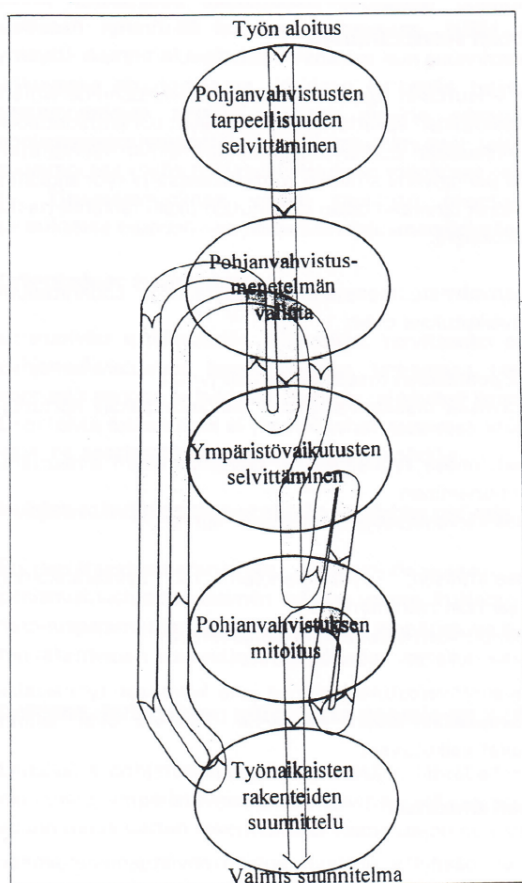
Kuva 58. Painumalaskelma noin metrin täytöllä ilman pohjanvahvistuksia tangenttimoduulimenetelmällä.



## 6 TULOKSET

### 6.1 Painumaongelma

Painumalaskelmien tarkastelussa pyrittiin hahmottamaan kokonaisuuksia. Painumien raja-arvot tarkistettiin ja määritettiin, olisivatko ylitykset perusteltuja vai vaarantaisivatko ne toimivuutta. Painumien eliminointi kokonaan ei aina ole välttämätöntä. Painumat on kuitenkin huomioitava suunnittelussa ja tulevissa rakenteissa. Jotta suunnitellut rakenteet kestävät koko suunnitteluiän ja niiden toimivuus säilyy, on arvioitava painumista syntyvät rasitukset ja rakenteisiin aiheutuvat muodonmuutokset.



Kuva 59. Tien pehmeikkötutkimuksen tavoitteet tutkimusten ja suunnittelun edetessä (Tielaitos, Teiden pehmeikkötutkimukset, 1998)

Kuvan 59 mukaisesti kohteiden suunnittelussa alustavien painuma-arvioiden mukaan määritettiin alueet, joilla painumien aiheuttamat ongelmat vaatisivat toimenpiteitä. Lisäksi arvioitiin kohteeseen soveltuvat pohjanvahvistusmenetelmät. Alustavilla tuloksilla arvioitiin alueiden vahvistustoimenpiteiden taloudellisuutta. Lisäksi arvioitiin alustavasti valittujen pohjanvahvistusmenetelmien ympäristövaikutuksia ja rajoituksia kohteissa. Vahvistusmenetelmän vaikutukset oleville rakenteille, pohjavedelle, maapohjan häiriintymiselle ja työnaikainen turvallisuus, melu ja värinä on huomioitava. Alustavien pohjanvahvistustapojen valinnan jälkeen on suositeltavaa tehdä täydentäviä pohjatutkimuksia ja laboratoriokokeita (mm. stabiloitavuusnäytteet).

Tarkennetuilla painumalaskelmilla määritettiin lopullinen vahvistusmenetelmä ja suoritettiin pohjanvahvistuksen mitoitus. Vahvistusmenetelmän valinnassa suoritettiin optimointia niin kustannusten kuin painumien suhteen. Rakenteita ei pyritty suunnittelemaan painumattomiksi vaan pyrittiin optimoimaan teknisesti ja taloudellisesti paras menetelmä. Tällöin säästettäisiin kustannuksista ja painumaerot niin tonttiliittymissä kuin vahvistamattomilla katualueilla olisivat pienemmät.

## 6.2 Pohjanvahvistusmenetelmät

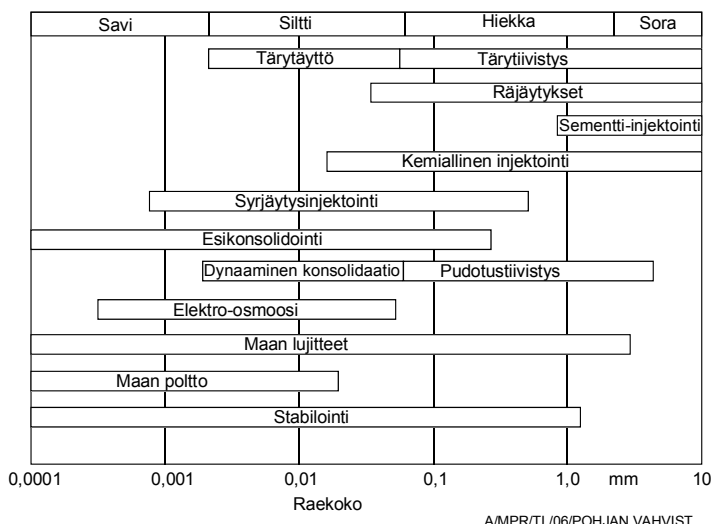
Pohjanvahvistuksen tavoitteet on lueteltu ohessa (Länsivaara, pohjarakenteet, TTY, 2011):

1. Maakerrosten deformaatio-ominaisuuksien ”parantaminen” eli rakenteen painumien ja painumaerojen pienentäminen. Painumavaurioiden ehkäisy.
2. Maakerrosten leikkauslujuuden lisääminen eli kantavuuden parantaminen (murto-kuorman lisääminen).
3. Rakennustyön (esimerkiksi kaivu, paalutus, ponttaus jne.) johdosta rikkoutuneiden ja häiriintyneiden maakerrosten deformaatio- ja lujuusominaisuuksien ”palauttaminen” (siis, kuten kohdissa 1 ja 2).
4. Maakerrosten vedenläpäisevyyden pienentäminen. Suotonopeuden ja suotovesimäärän pienentäminen. Maakerrosten sisäisen eroosion ja hydraulisten sortumien ehkäisy.
5. Tukirakenteiden korvaaminen kokonaan tai osittain (maakerrosten leikkauslujuuden lisääminen, esim. kapeat kaivannot)
7. Routavaurioiden ehkäisy.

8. Rakennusalueen (työskentelyalueen ja työmaateiden) liikenne yms. olosuhteiden parantaminen.

9. Kaivettavien, siirrettävien, läjitettävien jne. massojen ”käsittävyyden” parantaminen. Tähän tavoitteeseen tähtääviä toimenpiteitä ei voida sanoa ”vahvistamiseksi”, vaan käsittävien maamassojen maarakennusominaisuuksien parantamiseksi.

Pohjanvahvistukset voidaan periaatteessa jakaa kahteen toteutustapaan; maan rakenteen vahvistaminen tai muuttaminen. Vahvistamista ovat paalutukset ja lujitteet(periaatteessa paaluttaminen ei ole vahvistamista, koska kuormat viedään kovaan pohjaan). Muuttamista ovat stabilointi ja massanvaihto. Lisäksi kuormituksia voidaan vähentää keventeillä, jolloin painumat vähenevät ja kantavuus paranee. Kuvassa 60 on esitetty eri maala-jeille soveltuvat pohjanvahvistusmenetelmät:



Kuva 60. Pohjanvahvistusmenetelmät eri maalajeille(Länsivaara, pohjarakenteet, TTY, 2011)

Ohessa on lueteltu lyhyesti katualueille soveltuvat menetelmät, joilla voidaan vähentää tai poistaa rakenteen painumia(Tien perustamistavan valinta, 2003):

- Syvästabiloinnissa heikosti kantavaa maapohjaa lujitetaan sekoittamalla maahan sideainetta. Yleisimmin käytetään pilaristabilointia. Pilarien halkaisija on nykyisin tavallisesti 600-800 mm. Nykyisellä kalustolla pystytään tekemään 18-20 m pilareita, mutta maksimia lähentelevät pilaripituudet ovat melko harvoin teknis-taloudellisesti edullisia. Pilaristabiloinnin luontevin käyttöalue on penkereiden perustaminen savipehmeiköillä. Massasyvästabilointi on 1990-luvulla kehitetty

menetelmä, jossa sideaine sekoitetaan maahan moneen suuntaan liikkuvalla sekoittimella, jolloin pyritään muodostamaan yhtenäinen stabiloitu vyöhyke. Massasyvästabilointia on käytetty savipehmeiköillä mutta myös lieju- ja turvepehmeiköillä. Nykyisillä koneilla massasyvästabiloinnin maksimisyvyys on noin 5 metriä. Syvästabilointi parantaa penkereen vakavuutta huomattavasti ja pienentää painumia taikka useimmissa tapauksissa poistaa käyttövaiheen painumat kokonaan.

- Paalulaatta- ja paaluhatturakenteissa pengerkuorma siirretään paalujen välityksellä kantaviin maakerrokseen. Kuorma välitetään paaluille joko yhtenäistä laattaa tai paaluhattuja käyttäen.
- Massanvaihdoissa kaivamalla pehmeät maakerrokset kaivetaan pois kovaan pohjaan tai määräsyyvyyteen saakka ja korvataan karkearakeisemmilla täyttömassoilla. Menetelmän käyttöä rajoittavat lähinnä kaivannon vakavuuteen liittyvät tekijät ja kaivumassojen käsittelyn ympäristöhaitat erityisesti taajama-alueilla. Massanvaihdoissa pengertämällä eli pohjaantäytössä pehmeikön syvyys on niin suuri, ettei massanvaihto kaivamalla onnistu. Korkeana päätypengerryksenä etenevä täyttö syrjäyttää ja puristaa pehmeät maakerrokset penkereen sivuille ja eteen. Pohjamaata kaivetaan sekä ennen pengerrystä että yleensä myös pengerryksen aikana. Toteutettujen pohjaantäyttöjen syvyydet ovat yleensä olleet 4-13 m, syvin tiettävästi 18 m.
- Pystyjoituksessa (ks. kuva 2) savikerrosten painumaa nopeutetaan 1-3 vuodessa tapahtuvaksi käyttäen nauhamaisia ojia, joiden avulla maahuokosista pusertuva vesi johdetaan maan pinnalle ja edelleen vettäjohtavan ojituserroksen kautta avo-ojiin. Tavallisesti pystyjoituksen yhteydessä tarvitaan painumien nopeuttamiseksi rakennusaikaisena esikuormituksena ylipenger ja riittävän vakavuuden varmistamiseksi vastapengeret. Ylipenkereen asemasta on kokeiltu vakuumikonsolidaatiota, jossa esikuormitus aikaansaadaan alipaineella ilman vakavuuden huononemista. Vakuumikonsolidaatio ei ole kuitenkaan osoittautunut normaalitapauksissa taloudellisesti kilpailukykyiseksi ratkaisuksi. Pystyjoitus soveltuu käytettäväksi jokseenkin normaalikon-solidoituneilla savikoilla. Humuspitoisissa savissa voi esiintyä merkittävää sekundääripainumaa, johon pystyjoituksella ei voida vaikuttaa. Pystyjoitus on yleensä kustannuksiltaan edullinen pohjanvahvistusmenetelmä, jos rakentamisaikaa on riittävästi käytettävissä ja vakavuus saadaan riittäväksi.

- Käyttämällä tavallista kevyempiä pengermateriaaleja penkereen paino saadaan pienenemään, mikä parantaa penkereen vakavuutta ja pienentää painumia. Tapauskohteisesti vaihtelee varsin paljon, onko mitoituksessa määräävämpi kriteeri vakavuus vai painumat. Varsin tavallisia esimerkkitapauksia ovat seuraavat:
  - Kevennys mitoitetaan vakavuuden perusteella ja kyseisellä kevennysmäärällä tapahtuvat painumat voidaan sallia.
  - Painumakriteerien perusteella suunnitellaan suurempi kevennys kuin vakavuus vaatisi. Usein painuma pyritään kokonaan estämään keventämällä
  - Kevennys yhdistetään esikuormitukseen ja kevennyksen mitoitus voidaan varmentaa esikuormitusvaiheen tarkkailumittausten perusteella. Tämä on yleensä mahdollista vain silttipehmeiköillä

Pengerkevennys sopii monien muiden ratkaisujen kanssa yhdistettäväksi, se sopii muoltaan helposti säädeltävänä esimerkiksi moniin siirtymärakenteisiin ja kevennyksen rakentaminen on nopeaa.

Vahvistusmenetelmien soveltuvuus kohteeseen pitää määrittää ennen lopullista valintaa. Valintaan vaikuttavat mm. seuraavat kriteerit(Länsivaara, pohjarakenteet, TTY, 2011):

1. Pohjanvahvistuksen tarkoitus eli taso, jolle lujuus, kokoonpuristuvuus tai vedenläpäisemättömyys on saatava.
2. Pohjanvahvistuksen laajuus; tilavuus, alue ja syvyys.
3. Pohjamaa ja sen ominaisuudet.
4. Pohjanvahvistuksessa käytettävien lisämateriaalien; hiekka, sora, murske, vesi, stabilointi- ja injektointikemikaalit, lujitevalmisteet; saatavuus.
5. Koneiden ja ammattitaitoisen työvoiman saatavuus.
6. Ympäristötekijät; melu, värinä, eroosio, pohjaveden suojelu, korroosio ja jätemateriaalien käyttö.
7. Paikalliset kokemukset ja suosituimmuudet.
8. Käytettävissä oleva aika.
9. Kustannukset.

Laatutaso määräytyy rakenteen painumaominaisuudella; rakennetaanko rakenne painumattomaksi, vai saako rakenne painua tiettyyn raja-arvoon asti. Kuitenkin kustannustekijät useimmiten ratkaisevat lopullisen pohjanvahvistustoimenpiteet. Lisäksi kustannuksissa on huomioitava mahdolliset rakenteen kunnossapitokustannukset.

Useimmin suuremman kokoluokan hankkeissa ei yksi vahvistustapa riitä, vaan kohteessa käytetään eri yhdistelmiä. Oheisen taulukon 17 mukaan voidaan vertailla eri vahvistusmenetelmien soveltuvuutta elinkaarietäällisyyden mukaan.

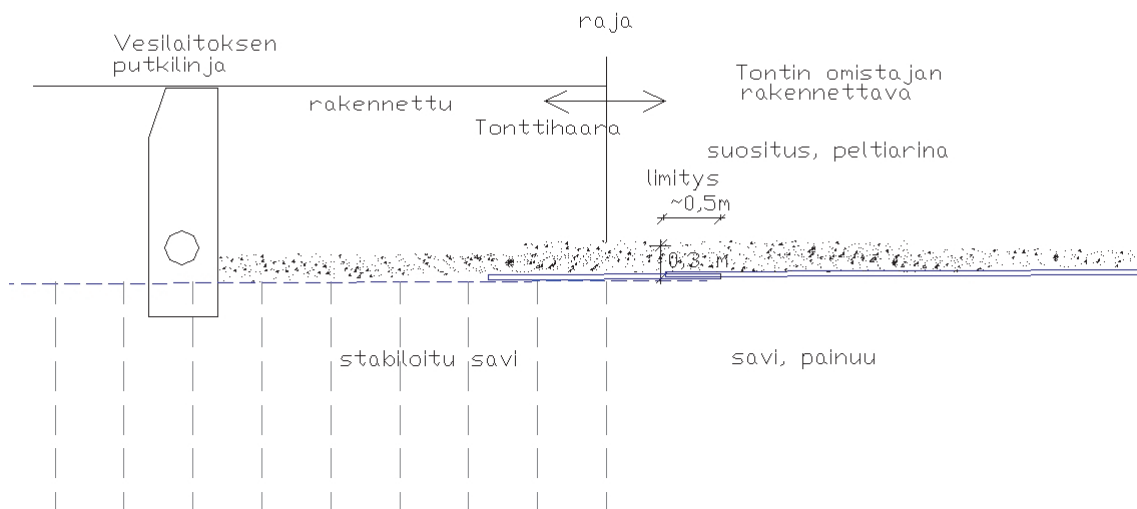
Pohjarakennusmenetelmä	Rakentamiskustannukset	Rakentamisen onnistuminen	Tyypillisiä mahdollisia ympäristövaikutuksia	Tyypillisiä ympäristökuormituksia	Työturvallisuuden kannalta kriittistä	Pitkäaikaiskestävyys	Korjattavuus
<b>Paalulaattarakenteet</b>	Yleensä suuret. Melko jyrkkä riippuvuus sekä pengerkorkeudesta että paalupituudesta	Yleensä onnistuu. Suoheimeiköt hankalimpia	Tärinä, häiriintyminen	Paalujen valmistus	Paalujen/koneiden kaatuminen	Yleensä hyvä. Jos vaurioituu, sortumavaara usein suuri	Harvoin tarpeen korjata
<b>Paaluhatturakenteet</b>	Yleensä suuret. Jyrkkä riippuvuus paalupituudesta	Nykyohjeiden mukaan ei käytetä suoheimeiköillä tms. joilla aikaisemmin epäonnistumisia	Tärinä, häiriintyminen	Paalujen valmistus	Paalujen/koneiden kaatuminen	Yleensä hyvä. Jos vaurioituu, sortumavaara usein suuri	Harvoin korjattavissa muuten kuin paalulaattarakenteella
<b>Massanvaihto kaivamalla</b>	Yleensä pienehköt. Jyrkkä riippuvuus pehmeikkösyvyydestä, ei pengerkorkeudesta	Syvyyden kasvaessa tulee vaativammaksi	Kaivuluisen vakavuus	Massojen kuljetus	Luisien työnaikainen vakavuus	Hyvä	Pienet jälkipainumat helposti korjattavissa
<b>Pohjaantäyttö</b>	Yleensä suuret. Jyrkkä riippuvuus pehmeikkösyvyydestä, ei pengerkorkeudesta	Vaatii taitoa	Massojen sivusiirtymät	Massojen kuljetus	Täytön työaikainen vakavuus oltava alle 1, jolloin täytön liikkeet akillisiakin	Hyvä, jos työ on onnistunut	Pienet jälkipainumat helposti korjattavissa, isommat joskus hyvinkin hankalia
<b>Syvästabilointi</b>	Jyrkkä riippuvuus sekä pehmeikkösyvyydestä että pengerkorkeudesta	Yleensä onnistuu. Työn tasalaatuisuudessa ja laadunvalvonnassa kehittämisen varaa.		Sideaineen valmistus	Sideaineen pölyäminen	Todennäköisesti hyvä.	Ei juuri tarvittu korjata
<b>Pystyöjitys</b>	Yleensä huokeat	Vaatii kuormitusalkaa. Lian häijäisesti kuormitetuista ikäviä kokemuksia.		Ojanauhojen valmistus		Herkkä lisäkuormituksille (lisäpäällistys, pohjaveden aleneminen)	Erittäin vaikeasti korjattava
<b>Pengerkevennys</b>	Jyrkkä riippuvuus pengerkorkeudesta ja pehmeiden kerrosten ominaisuuksista	Silttimaalla mahdollista tarkkailumittauksin varmistaa mitoituksen oikeellisuus		Kevennysmateriaalin valmistus ja usein pitkät kuljetusmatkat	Kaivantojen työturvallisuus	Herkkä mitoitusvirheille ja esim. pohjaveden alenemalle	Usein hankala korjattava

Taulukko 17. Pohjanvahvistusmenetelmien elinkaarietäällisyyteen vaikuttavia tekijöitä (Liikennevirasto, Tien perustamistavan valinta, 2/2014)

Käytettäessä pohjanvahvistuksia kunnallistekniikassa, tulisi asiasta informoida avoimesti alueen tuleville rakentajille. Tärkeää informointi on siksi, että tulevat rakentajat pysyvät suunnittelemaan kohteet oikein, varautumaan kustannuksiin eikä kohteissa ole huomattavia piilokustannuksia odotettavissa. Teknisesti liittyminen vahvistettuun rakenteeseen tulee tuoda ilmi kuten kuvassa 61, jossa on tonttiliittyjää ohjeistettu ja suositeltu liittymisjohdon perustamistapa.

Turun Vesilaitos on perustanut putket stabiloidun maan varaan ja rakentanut haarat noin metrin pituudelta tontin puolelle peltiarinalle.

Tonttien viemärilinjat suositellaan rakennettavaksi samalla tavalla myös peltiarinalle.



Kuva 61. Pohjanvahvistusten huomiointi(SM Maanpää Oy)

### 6.3 Toijaisten kaava-alue

Toijaisten alueen painumalaskelmat sisällytettiin painumakäyrinä kunnallistekniikan rakennussuunnitelmiin. Koska kaava oli jo saanut lainvoiman alkukesästä 2012, ei varsinaiseen aluesuunnitelmaan pystytty vaikuttamaan. Alueesta ei laadittu tässä yhteydessä rakennettavuusselvitystä. Painumadiagrammit yhdistettiin katu- ja kunnallistekniikan suunnitelmiin ja arvioitiin painumien vaikutuksia niiden toimivuuteen. Jyrkkiä rajapintoja ei näyttänyt muodostuvan alueille, eikä kokonaispainumat muodostuneet kohtuuttomiksi. Södergårdinkuja ja Norrgårdinkuja suunniteltiin osittain kevennettäviksi, jotta viemärit saadaan toteutettua viettoviemäreinä ja liittymät saadaan toimiviksi. Alueen itäpuolen kadut arvioitiin perustettavaksi ilman vahvistuksia tarkemmilla laskelmilla. Tällöin liittyminen tonteilta helpottuu painumaominaisuuksien ollessa samanlaisia.

Pitkiin esikuormitusvaiheisiin ei kohteen rakentamisaikataulu ja savimaaperä huomioiden olisi aikaa, joten pohjanvahvistuksista kysymykseen tulisivat työn aikana tai jälkeen tehtävät menetelmät. Oheisen taulukon 18 mukaisesti kohteeseen pohjamaa ja aikataulu huomioiden soveltuisivat stabilointi, lujitus tai kevennys.

Menetelmäryhmä	Rakennusvaihe		
	Ennen	Aikana	Jälkeen
Syvätiivistys	•	•	
Painumien nopeuttaminen	•	•	
Maainjektointi		•	•
Maan stabilointi	•	•	•
Maan lujittaminen		•	•

• Ensisijainen soveltuvuus

• Toissijainen soveltuvuus

Taulukko 18. Pohjanvahvistusmenetelmien soveltuvuus rakentamisen eri vaiheissa (Länsivaara, pohjarakenteet, TTY, 2011).

Vahvistuksen ja kevennyksen välillä arvioitiin alueen kokonaispainumaa, toteutuskustannuksia ja työmenetelmien toimivuutta. Mitoitus päätettiin suorittaa kevennyksellä. Kevennys todettiin kohteeseen sopivammaksi, koska kokonaispainumat olivat kohtuulliset, kustannukset alhaisemmat ja toteutus nopealla aikataululla mahdollinen. Huomioitavaa kuitenkin on se, että tarkennettujen painuma-arvioiden jälkeen suunnittelussa vastasi siirryttiin keventeisiin, johtuen painumien suuruudesta alustavilla menetelmillä.

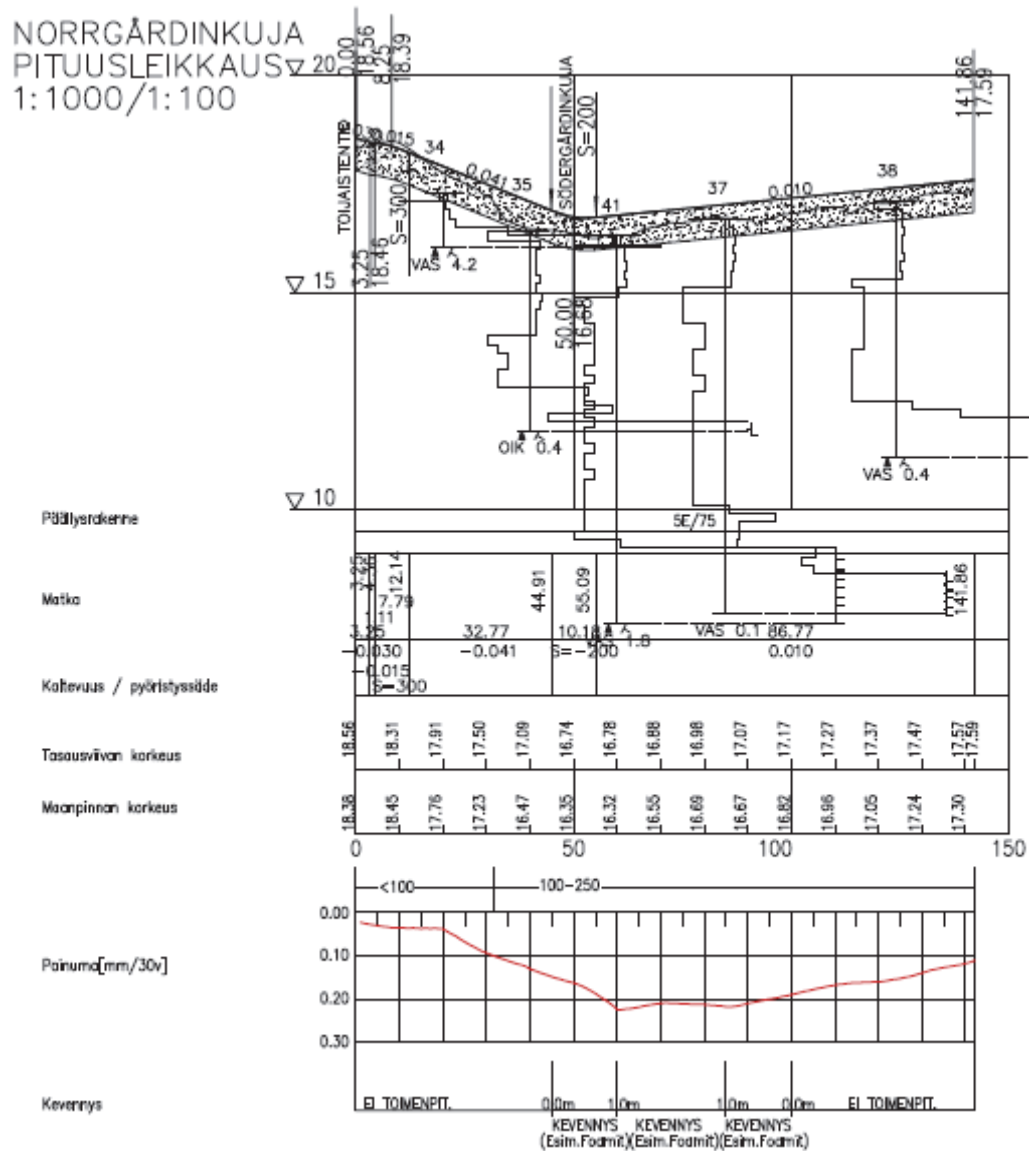
Kustannusvertailu, joka on esitetty taulukossa 19 osoittaa stabiloinnin olevan huomattavasti kalliimpi rakenne. Kun tarvetta painumattomaan/lähes painumattomaan rakenteeseen ei ole, on kevennyksen käyttö huomattavasti taloudellisempaa.

	Alustavat laskelmat		Lopulliset painumalaskelmat		Yksikköhinta
Paalumetrit	1088 m	Hinta[€]	240 m	Hinta[€]	
Pilaristabilointi	6400 pilaria	563000	1400 pilaria	123200	11€/m
Kevennys	10010 m <sup>3</sup>	450450	2080 m <sup>3</sup>	93600	45€/m <sup>3</sup>

Pilaristabiloinnin arvio: 600mm pilari, sideaine 80-150kg/m<sup>3</sup>, pilarijako k/k 1.2m, pilaripituus KA 8m  
Kevennyksen arvio: Tiivistyminen 15% rakenteessa, kevennyspaksuus 1m koko alueella

Taulukko 19. Pohjanvahvistusten arviointi Toijaisten kaduille eri suunnitteluvaiheissa.



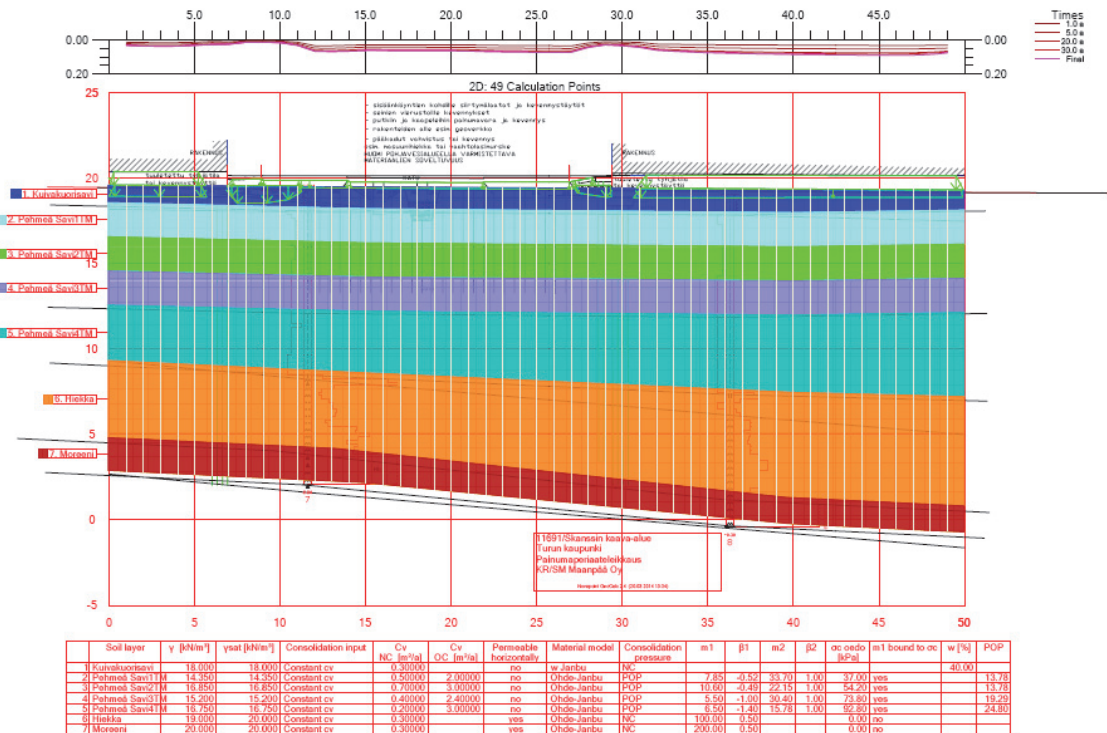


Kuva 62. Toijaisten painumadiagrammi ja kevennysmitoitus, Norrgårdinkuja(SM Maanpää Oy).

Kevennysrakenteiden sijainnit, paksuus ja laajuus mitoitettiin suoraan kunnallistekniikan pituusleikkauksiin(esimerkkikuva 62) ja erillinen kevennyskartta laadittiin kevennettävästä alueesta(kuva 63). Mitoituksessa käytettiin vaahtolasimurskeen(Foamit) ominaisuuksia esimerkikevennysmateriaalina. Lisähuomautuksena todettiin muidenkin kevennysmateriaalien soveltuvan kohteeseen, kunhan mitoitus(kevennyksen paksuus) tarkistetaan kyseisen kevennysmateriaalin ominaisuuksien mukaiseksi.

Kevennettävien alueiden laajuus on esitetty suunnitelmapiiirustuksissa(Norrgårdinkuja PL 45 – 100, Södergårdinkuja PL 0 – 145, Södergårdinpolku PL 0 – 40)





Kuva 64. Painumaleikkaus kevennyksin.

#### 6.4.1 Katurakentaminen

Kaikki alueelle suunniteltavat väylät, pihat, kunnallistekniikka ja kentät tulevat saven-varaisina painumaan. Painumanopeutta voidaan pienentää suunnittelemalla katu- ja tieverkko korkeintaan puolen metrin täyttökuormituksilla ja käyttämällä pohjanvahvistuksia/kevennystäyttöjä. Alustavien katusuunnitelmien valmistuttua, laaditaan yksityiskohmainen painumamalli jokaiselle kadulle ja arvioidaan tarvittavien kevennysten/pohjanvahvistusten toteutustapa.

Ohuet rakenteet ja matalat täytöt edellyttävät erittäin huolellista kuivanapitorakenteiden suunnittelua. Sekä kunnallistekniikan että yksittäisten tonttien kuivanapidosta on laadittava yksityiskohtainen suunnitelma. Kallio- ja harjualueilta valuu alueelle runsaasti pintavesiä. Lisäksi alueen ojaverkosto rikotaan kunnallistekniikan rakentamisen yhteydessä.

Alueen hulevedet pyritään viivyttämään alueella hulevesialtaissa ennen laskua alueen pohjoispuolella sijaitsevaan Jaaninojaan. Hulevesialtaat on suunniteltava loivareunaisik-

si huomioiden pohjamaan kaivu- ja vakavuusominaisuudet. Altaiden stabiliteetti on tarkistettava yksityiskohtaisen suunnittelun yhteydessä.

Kunnallistekniikanlinjat voidaan alustavasti arvioituna perustaa arinarakenteilla (seveli, geotekstiilit tai levyarina). Alustavien suunnitelmien valmistuttua, laaditaan kunnallistekniikan painumaennusteet ja arvioidaan kevennysten ja pohjanvahvistusten tarve linjoilla.

Kaikki pintarakenteet (kivetys, asfaltti ym.) tulisi rakentaa jonkin verran (0,5...1,0 vuotta) pohjarakenteiden jälkeen. Tällöin suurimmat rakentamisaikaiset alkupainumat ovat tapahtuneet.

#### **6.4.2 Talorakentaminen**

Selvitettyjen perustamisolosuhteiden ja laskettujen alustavien painumien mukaan määritettiin alueelle viisi eri vyöhykettä. Vyöhykejaon perusteena pidettiin maaperän ominaisuuksia, rakennusten perustamistapoja ja kustannuksia.

Vyöhykejaot esitettiin tutkimuskartassa ja niiden ominaisuudet ovat:

Alue I: Savikerros on ohut (alle 2m). Asuinrakentamisessa huomioitavaa:

- rakennukset voidaan pääosin perustaa anturoilla moreenille. Maapohjan kantavuus tai painuminen ei rajoita rakentamista.
- piharakenteissa ja kunnallistekniikan liittymissä on huomioitava savi-kerrostuman painumat ja siirtymärakenteet.

Alue IIA: Savikerroksen paksuus on alle 10 metriä. Pohjakerrostuma on ohut (alle 5m) ja pohjavesi lievästi paineellista. Asuinrakentamisessa huomioitavaa:

- rakennukset perustettava tukipaaluilla
- kevyet rakenteet (aidat, varastot, katokset) voidaan perustaa saven varaan painuviksi. Rakenteet erotetaan selvästi paalutetuista rakennuksista
- rakennukset voidaan suunnitella tavanomaisiksi
- kunnallistekniikan liittymät suunniteltava huolellisesti huomioiden painumat ja pohjanvahvistukset

Alue IIB: Savikerroksen paksuus on alle 10 metriä. Pohjakerrostuma on paksu (yli 5m) ja pohjavesi lievästi paineellista. Rakentamisessa huomioitavaa:

- rakennukset perustettava paaluilla (tuki- vai kitkapaalu arvioitava)
- varastot/talousrakennukset voidaan perustaa saven varaan erillisen tarkastelun perusteella irti paalutetuista rakennuksista
- rakennukset voidaan suunnitella tavanomaisiksi
- kunnallistekniikan liittymät suunniteltava huolellisesti huomioiden painumat ja pohjanvahvistukset

Alue III: Savikerroksen paksuus on 10...20 metriä. Pohjakerrostuman paksuus alle 5 metriä. Rakentamisessa huomioitavaa:

- asuinrakennukset perustetaan tukipaaluilla
- rakennukset olisi suositeltavaa rakentaa suorakaiteen muotoisiksi ja vähintään kaksikerroksiksi. Tällöin pohjarakennuskustannus/m<sup>2</sup> tulisi edulliseksi
- kunnallistekniikan liittymät suunniteltava huolellisesti huomioiden painumat ja pohjanvahvistukset

Alue IV: Kovan pohjan taso on noin 30...40 metrin syvyydellä. Alue soveltuu huonosti rakentamiseen ja suositellaan jätettäväksi puistoalueeksi. Mahdolliset rakennukset tulisivat olla yli viisikerroksisia ja muodoltaan selkeitä.

Kaikissa savialueelle tulevissa rakennuksissa ja rakenteissa on huomioitava painumat ja painumaerot. Erityisesti on huomioitava:

- sisäänkäynnit, siirtymärakenteet
- viemäri- ja vesijohtoliittymät, siirtymärakenteet,
- pihan pintakuivatus
- asuinrakennuksiin ei saa suunnitella kellaritiloja
- lattiatasot tulisi valita siten, ettei pehmeä savi kuormitu runsailla täyttökuormituksilla
- kaivuut eivät saa ulottua pohjavedenpinnan alapuolelle
- lattioiden alle mahdollisesti jäävät tyhjätilat on toteutettava erityisen huolella. Savipohjasta syntyy helposti allas, mikäli kaivuu ulottuu liian syväälle.

Lisäksi määritettiin savipohjalle rakentamisen yleisohjeita:

- kaikessa rakentamisessa tulee huomioida painumat ja painumaerot

- kunnallistekniikan rakentaminen tulee toteuttaa siten, ettei tontteja tarvitse tarpeettomasti korottaa täyttömailla
- yksittäisten tonttien kohdilla on tehtävä Suomen rakentamismääräyskokoelman B3, uuden Ympäristöministeriön asetuksen pohjarakenteista (voimaan 1.1.2014) ja voimassa olevien euronormien RIL 207 – 2009 Geotekninen suunnittelu mukaiset selvitykset:
  - tonttien vaaitukset
  - täydennyskairaukset, väh. rakennusten nurkat
  - määritetään kohteen seuraamusluokka ja geotekninen luokka
  - lopullisten perustamistapojen ja –tasojen määrittäminen
  - kuivanapito- ja routasuojausohjeet
  - viemäreiden perustamisohjeet ja liittyminen kunnallistekniikkaan
  - pihojen rakenteiden määrittäminen
  - painumisen ennusteet
  - radonriskin arviointi (=täyttömateriaalin laatu ja paksuus)

## 7 YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

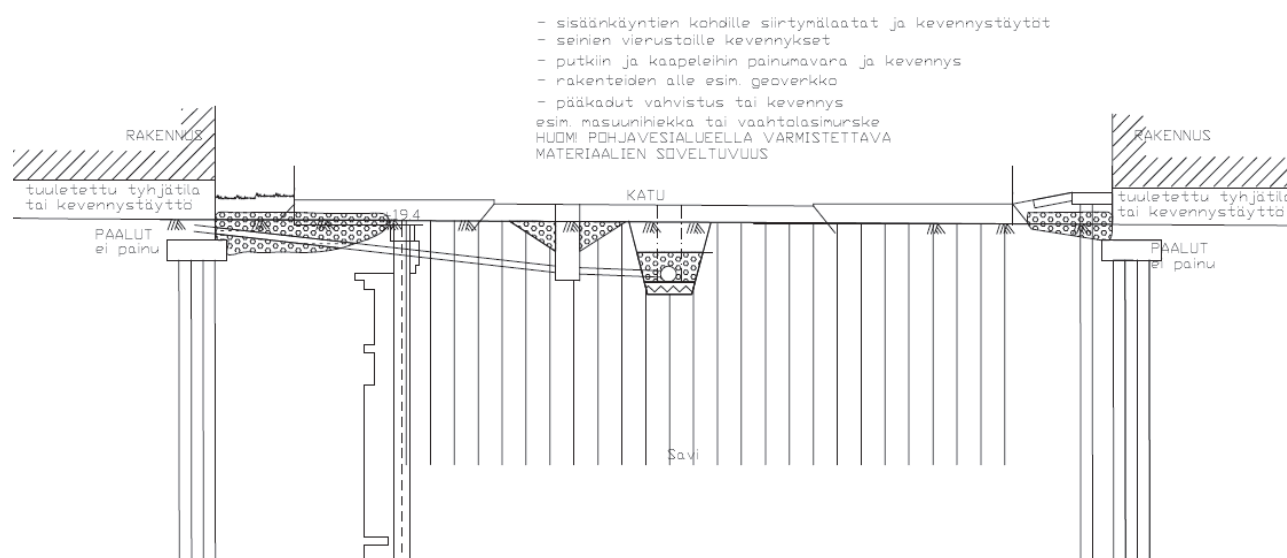
Alue- ja kunnallistekniikan suunnittelussa tulisi aina olla mukana geotekninen suunnittelija. Pohjatutkimusten määrittäminen on suoritettava geosuunnittelijan toimesta. Näin tehtynä oikeiden tutkimusmenetelmien, laajuus, pistemäärän ja kairausten vaiheistus tulevat parhaiten optimoitua kohteeseen. Yleensä tutkimuksia ei koskaan tehdä liikaa. Pehmeikköalueilla katujen ja rakennusten sijoittelu pohjaolosuhteiden mukaan on tärkeää. Sijoittelulla pystytään tasaamaan painumaeroja, vähentämään pohjarakennus- ja kunnossapitokustannuksia. Ohjeiden ALPO-86:n ja KUPO-92:n esittämiä suunnittelua ja pohjatutkimusjärjestyksiä voidaan edelleen noudattaa nykynormien mukaisesti toteutettuna.

Maapohjan painumien vaikutukset suunnitteluun niin kaavoitus- ja rakennusvaiheessa olivat esimerkkikohteissa huomattavat. Painumalaskelmien pohjalta arvioitiin alueen pohjarakentamisen kustannuksia ja toteutettavuutta. Esirakentamisen tarve ja tulevien tonttirakentajien korkeat pohja- ja perustamiskustannukset eivät ”kohtaisi” tonttien hinnoittelussa. Tähän toteamukseen ja kaavan muutokseen päästiin jo hyvin alustavilla pohjatutkimuksilla (Painokairaukset, siipikairaukset ja häiriintyneet näytteet). Pehmeikköalueilla suositeltavaa on teettää alustavat tutkimukset ensimmäisessä vaiheessa kaavoituksen alkaessa. Tällöin kaavoitusta voidaan ohjata maaperän kannalta oikeaan suuntaan.

Ödometrikokeiden suoritus liejuiselle savelle osoittautui haastavaksi. Saven heterogeenisuus (juuret, kaislat, siltti/hiekkajuovat) aiheutti tarvetta kokeiden uusintaan, jotta tuloksista saatiin luotettavia. Häiriintymättömien näytteiden ottamisessa on suositeltavaa ottaa edustava näytesarja harvemmasta pisteestä useilta valituilta syvyyksiltä, kuin ottaa harvalta syvyydeltä useasta pisteestä alueelta. Tällöin tuloksia pystytään tulkitsemaan ja valitsemaan oikeat parametrit alueelliseen laskentaan.



Painuman ja painumaerojen huomiointi ohjeistuksena kaavamääräyksiin olisi suositeltavaa. Ohjeistuksella rakenteille asetettaisiin tiettyjä vaatimuksia, jotka takaisivat rakenteiden pitkäaikaisen toimivuuden. Kohteen suunnitteluvaiheessa pohjarakenteille tulisi antaa enemmän painoarvoa ja suunnittelussa tulisi aina olla mukana pohjarakennesuunnittelija. Esteettömyyden säilyttäminen, tasauksen toimivuus, putkirikkojen välttäminen ja kunnossapitokustannusten nousu voitaisiin välttää suunnittelemalla rakenteet oikein. Tällöin asukkaat ja käyttäjät eivät joutuisi maksamaan jo suunnittelun alkumetreillä valittuja virheellisiä toteutustapoja ja rakenteita.



Kuva 65. Esimerkki painumien ja painumaerojen huomioimisesta

## LÄHTEET

Helenelund K. V. 1967. Maarakennusmekaniikka 137. Otakustantamo. 278 s.

Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Geotekninen osasto. Jäykkien liitosjohtojen pohjarakenneselvitys(JÄLI-selvitys). Geoteknisen osaston tiedote 40, 1984.

Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Geotekninen osasto. Maankäytön geotekninen suunnittelu. Tiedote 62/1993.

Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Geotekninen osasto. Asuinrakennusten tontti- ja pohjarakennuskustannukset. Tiedote 67/1996.

Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Geotekninen osasto. Esirakentaminen 1998. Tiedote 77/1998.

Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Geotekninen osasto. Pikku-huopalahden esirakentamiskokemukset. Julkaisu 86/2002.

Jouko Niemelä (toimittaja), Carl-Göran Sten, Matti Taka ja Boris Winterhalter, Turun Salo seudun maaperä, 1987).

Kankare E. Geoteknillinen teoria. Teoksessa: Maarakennusalan tutkimus -ja suunnitteluohjeita osa IV, Tie- ja vesirakennushallitus 1970, Valtion painatuskeskus, Helsinki 1970.

Kolisoja, Pauli, 2010. MPR-5020 Pohjatutkimukset. Luentomateriaali.

Larsson, Rolf. 1986, Consolidation of soft soils, Report No 29, Swedish geotechnical institute

Liikennevirasto. Kevennysrakenteiden suunnittelu, Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 9.3.2011. 48 s.

Liikennevirasto. Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. 12/2011. 133 s.

Liikennevirasto. Tien geotekninen suunnittelu. 10/2012. 82 s.

Länsivaara, T. 1994, Portaaton ödometrikoe. Tielaitos, Helsinki.

Länsivaara, T. 2000. Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi. Tielaitoksen selvityksiä 44/2000. 48 s.

Länsivaara, T. 2000. Kalkkipilariohje KPO 2000, Espoon kaupunki.

Länsivaara, T. 2011. MPR-5110 Pohjarakenteet. Luentomateriaali. Kevät 2011.

Länsivaara, T. 2011. MPR-5131 Pohjarakentamisen laskentaohjelmat. Luentomateriaali. Syksy 2011.

Rantamäki M, Jääskeläinen R, Tammirinne M. 1999. Geotekniikka. Otatieto. 307 s.

Suomen geotekninen yhdistys ry, Aluesuunnittelun pohjatutkimusohjeet(ALPO-86), Rakentajan Kustannus Oy, 1986.

Suomen geotekninen yhdistys ry, Geotekniset laboratorio-ohjeet(GLO-85), Rakentajan Kustannus Oy, 1985.

Suomen geotekninen yhdistys ry, Kunnallistekniikan pohjatutkimusohjeet(KUPO-92), Rakennustieto Oy, 1992.

Tiehallinto 2001. Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet. Suunnitteluvaiheen ohjaus. 116 s.

Tiehallinto 2003. Geotekniset laskelmat. Suunnitteluvaiheen ohjaus. 40 s.

Tiehallinto 2003. Tien perustamistavan valinta. Suunnitteluvaiheen ohjaus. 64 s.

Tiehallinto 2008. Geotekniset tutkimukset ja mittaukset. Suunnitteluvaiheen ohjaus. 68 s.

Tielaitos 1993. Pehmeikölle maan varaan rakennettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat, loppuraportti 3(LR3), K-H. Korhonen, M. Lojander, M. Karstunen

Tielaitos 1998. Teiden pehmeikkötutkimukset. Tielaitoksen selvityksiä 28/1998.

Tielaitos 1996. Pohjanvahvistusmenetelmän valinta. Tielaitoksen selvityksiä 79/1996.

Tielaitos 1994. Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje. Tielaitoksen selvityksiä 67/1994.

Tielaitos 1994. Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä. Tielaitoksen selvityksiä 39/1994.

Ympäristöministeriö 2003. B3 Suomen rakentamismääräyskokoelma. Pohjarakenteet.

Määräykset ja ohjeet 2004. Ympäristöministeriön asetus pohjarakenteista. 20 s.

Rakennustieto Oy, Harri Mäkelä, Simo Hoikkala, Pihojen pohja- ja päällysrakenteet, 1994.

RIL 207-2009, Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje.

Suomen Standardisoimisliitto SFS, SFS-EN 1997-1 + AC, Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt

Suomen Standardisoimisliitto SFS, SFS-EN 1997-2 + AC, Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus

Suunnittelukeskus Oy Turku, Skanssin ja Piispanristin osayleiskaava, Perustiedot – tavoitteet – Mitoitus – Kehityskuva, 2001

## LIITE CD:N SISÄLTÖ:

### Toijainen:

- Pohjatutkimusohjelma
- Tutkimuskartta
- Lausunnot ja raportit
- Kunnallistekniikan leikkaukset
- Laskentatiedostot
- Kevennyspituusleikkaukset
- Kevennyskartta

### Skanssi:

- Pohjatutkimusohjelma
- Tutkimuskartta
- Maaperäkartta
- Pohjavesialuekartta
- Lausunnot ja raportit
- Laskentatiedostot
- Laaditut tyyppipoikkileikkausluonnokset